

**TEKNILLINEN KORKEAKOULU**  
**Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta**  
**Rakennus ja ympäristötekniikan koulutusohjelma**  
**Pohjarakennus ja maamekaniikka**

**Jukka-Pekka Salokangas**

**RATAPENKEREEN MALLINNUS JA VAKAVUUDEN  
VERTAILULASKELMAT**

Pohjarakennuksen ja maamekaniikan syventymiskohteen diplomityö, joka on jätetty  
opinnäytetyönä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 14.5.2008

Valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen

Ohjaaja: Diplomi-insinööri Jaakko Heikkilä, Arcus Oy

<b>Tekijä:</b>	Jukka-Pekka Salokangas
<b>Diplomityö:</b>	Ratapenkereen mallinnus ja vakavuuden vertailulaskelmat
<b>Päivämäärä:</b>	14.5.2008 <b>Sivumäärä:</b> 102+5 liitettä
<b>Professori:</b>	Pohjarakennus ja maamekaniikka <b>Koodi:</b> Rak-50
<b>Valvoja:</b>	Professori Pauli Vepsäläinen
<b>Ohjaaja:</b>	DI Jaakko Heikkilä
<b>Avainsanat:</b>	Vakavuus, varmuusluku, laskentaparametrit, elementtimenetelmä, liukupintamenetelmät
<p>Diplomityössä tutkitaan eri ohjelmien avulla vanhan maanvaraan perustetun ratapenkereen vakavuuslaskentaa ja siihen liittyvää mallinnusta. Lisäksi työssä tutkitaan tarvittavien laskentaparametrien määrittystä.</p> <p>Tutkimuskohteiksi valittiin kaksi erityyppistä ratapenkereen poikkileikkausta <i>Toijala-Turku</i> väliseltä rataosuudelta. Tutkittavat poikkileikkaukset valittiin alustavien vakavuuslaskelmien ja maasta jo aikaisemmin otettujen näytteiden perusteella. Molemmat kohteet sijaitsevat lähellä Turun keskustaa toinen Piipanojassa ja toinen Kärämäessä. Piipanojassa ratapenger on suhteellisen tasaisessa maastossa, sen sijaan Kärämäessä ratapenger sijaitsee sivukaltevassa maastossa. Tutkimuspaikoilta oli otettu häiriintymättömiä näytteitä, joita tutkittiin Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa.</p> <p>Piipanojan kohteessa tehtiin huokospainemittaukset sekä kuormittamattoman että kuormitetun ratapenkereen alta. Mittaukset tehtiin viidellä huokospaineanturilla. Kolme anturia asennettiin radan keskilinjalle ja kaksi penkereen viereen. Kuormitetun penkereen mittaukset tehtiin pysäyttämällä mittauskohteessa raskas tavarajuna, jolloin saatiin mitattua junakuormituksen aiheuttama huokospaineen nousu. Lopputuloksena kenttämittauksista saatiin junakuorman aiheuttama huokosvedenylipaine, jota vertailtiin laskelmissa mallinnettuihin vastaaviin arvoihin. Plaxiksella lasketut huokosylipainejakaumat vastasivat Piipanojassa luotettavasti mitattujen pisteiden ylipainetta. Diplomityön perusteella Turun seudun saville voidaan alustavassa mitoituksessa käyttää Plaxiksella laskettuja arvoja.</p> <p>Vakavuuslaskelmien vertailussa käytettiin kolmea eri tietokoneohjelmaa: <i>Slope/w 2004</i>, <i>Geocalc v. 1.1</i> ja <i>Plaxis v. 8.6</i>. Laskennat suoritettiin <i>Ratahallintokeskuksen (RHK)</i> ohjeen ”B 15 Radan stabiliteetti olemassa olevat penkereet” mukaan. Ohjelmissa tehtäviä oletuksia ja laskettuja tuloksia vertailtiin keskenään. Laskelmat tehtiin sekä huokospainerajan että murtorajan mukaan määritetyillä tehokkailla parametreilla. Laskentaohjelmasta ja mallista riippumatta suurin vaikutus vakavuuteen havaittiin olevan tehokkailla parametreilla <math>c'</math> ja <math>\phi'</math>. Lisäksi kuivakuoren paksuudella ja leikkauslujuudella oli oleellinen vaikutus lopputulokseen.</p>	

## HELSINKI UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## ABSTRACT OF THE

## FACULTY OF ENGINEERING AND ARCHITECTURE

## MASTER' S THESIS

<b>Author:</b>	Jukka-Pekka Salokangas	
<b>Thesis:</b>	Modelling of railway embankment and stability reference calculations	
<b>Date:</b>	14.5.2008	<b>Number of pages:</b> 102+5 app.
<b>Professorship:</b>	Soil Mechanics and Foundation Engineering	<b>Code:</b> Rak-50
<b>Supervisor:</b>	Pauli Vepsäläinen, Professor	
<b>Instructor:</b>	Jaakko Heikkilä, M.Sc	
<b>Key Words:</b>	Stability, Excess pore pressure, Safety Factor	
<p>In this Master's Thesis the stability calculation and modelling of railway embankment built on old ground is examined by using different computer programs. Moreover, determination of various parameters needed in stability calculation is also studied.</p> <p>For targets of research two different kinds of cross-sections of railway embankments were chosen between <i>Toijala - Turku</i> railway section. The cross-sections examined were chosen based on previous stability calculations and samples taken from soil on the sites. Both research areas are situated near the city of <i>Turku</i>, one in <i>Piipanoja</i> and the other in <i>Kärsämäki</i>. In <i>Piipanoja</i> the railway embankment is on relatively flat ground, whereas in <i>Kärsämäki</i> the railway embankment is located on laterally inclined terrain. Undisturbed samples were previously taken and analysed from both sites by the <i>Laboratory of Soil Mechanics and Foundation Engineering at Helsinki University of Technology</i>.</p> <p>At <i>Piipanoja</i> site pore pressures were measured under both unloaded and loaded railway embankment. Five pore pressure sensors were used in measuring. Three sensors were installed under the centre line of the track and two beside the track. The measurements of loaded embankment were done by stopping a heavy freight train on the measuring site and recording the excess of pore pressure due to train load. The results from field measurements were compared with corresponding values of modelling calculations. The values of excess pore water pressure calculated by using <i>Plaxis</i> corresponded well to the measured values in <i>Piipanoja</i>. On the basis of this thesis <i>Plaxis</i> can be used in modelling excess pore pressure of clay near <i>Turku</i>.</p> <p>The three different computer programs used for stability calculation comparison were: <i>Slope/w 2004</i>, <i>Geocalc v. 1.1</i> and <i>Plaxis v. 8.6</i>. The calculations were performed according to guidelines B 15 by <i>The Finnish Rail Administration (RHK)</i>. The assumptions and results of the programs were mutually compared. The calculations were performed by using the efficient parameters defined by both the limit of pore pressure and the limit of failure. Regardless of the calculation program and used model, the greatest effect on the stability was observed to be the efficient parameters <math>c'</math> and <math>\phi'</math>. In addition, both thickness and shear strength of dry crust had essential impact on the final result</p>		

## ALKUSANAT

Tässä Diplomityössä tutkittiin ratapenkereen vakavuutta ja siihen liittyvien parametrien määrittystä. Työ tehtiin Ratahallintokeskuksen tilauksesta.

Työn valvojana toimi TKK:n Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion professori Pauli Vepsäläinen ja työn ohjaajana DI Jaakko Heikkilä Arcus Oy.

Ensiksi haluaisin kiittää henkilöitä, jotka mahdollistivat tämän työn syntymisen. Kiitokset RHK:n Erkki Mäkelälle positiivisesta asenteesta työtäni kohtaan. Mikael Schülleria kiitän kärsivällisyydestä ja geotekniikan gurma Vesa Oksasta kaikesta saamistani neuvoista ja erityisesti tämän tekstin oikolukemisesta. Professori Pauli Vepsäläistä haluan kiittää saamistani kritiikistä ja neuvoista.

Suurimmat kiitokset Matti Lojanderille, jonka erityisosaamista parametrien määrittämisessä tämä maa tarvitsee vielä pitkään. Edelleen kiitokset menevät Jarmo Vihervuorelle kaikesta kannustuksesta ja muista hyödyllisistä neuvoista. Tietysti myös koko upea Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio ansaitsee suurkiitokset tuesta ja positiivisuudesta.

Kiitokset pitkistä ja hyödyllisistä puhelinkeskusteluista Jaakko Heikkilälle.

Diplomityön tekeminen on henkisesti ja fyysisesti raskasta puuhaa. Siitä ei pääse eroon ennen kuin se on valmis. Tämän vuoksi kiitän koko sydämestäni omaa vaimoani Monicaa ja kahta upeaa lastani Joachimia ja Sagaa siitä, että jaksoitte kannustaa ja tuoda myös huonoina hetkinä iloa elämääni! Ilman teitä tätä työtä olisi ollut turha tehdä!

Espoossa 2.2.2009

Jukka-Pekka Salokangas



# SISÄLLYSLUETTELO

<b>TIIVISTELMÄ</b> .....	<b>2</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>3</b>
<b>ALKUSANAT</b> .....	<b>4</b>
<b>MERKINNÄT</b> .....	<b>7</b>
<b>1 JOHDANTO</b> .....	<b>10</b>
1.1 TAUSTAA .....	10
1.2 TUTKIMUKSEN TAVOITTEET JA SISÄLTÖ .....	10
<b>2 LASKENTAMENETELMÄT</b> .....	<b>12</b>
2.1 LIUKUPINTAMENETELMIEN TAUSTAA .....	12
2.1.1 Menetelmien perustaa .....	12
2.1.2 Suljetun tilan vakavuus.....	13
2.1.3 Avoimen tilan vakavuus.....	13
2.2 LIUKUPINTAMENETELMÄT .....	14
2.2.1 Lamellimenetelmä .....	14
2.2.1.1 Felleniuksen menetelmä .....	15
2.2.1.2 Bishopin yksinkertaistettu menetelmä.....	17
2.2.1.3 Janbun yksinkertaistettu menetelmä.....	18
2.2.1.4 Morgenstern-Price menetelmä .....	19
2.3 ELEMENTTIMENETELMÄ .....	21
2.3.1 Elementtimenetelmän taustaa.....	21
2.3.2 Laskennan kulku .....	21
2.3.3 Myötöfunktio.....	23
2.3.4 Myötösääntö ja plastinen potentiaalifunktio.....	24
2.4 KIMMOPLASTISET MALLIT .....	26
2.4.1 Kimmoplastisten mallien perusteet .....	26
2.4.2 Mohr-Coulombin malli.....	27
2.4.3 Hardening-Soil .....	30
2.4.4 Modified Cam Clay .....	34
2.4.5 Soft-Soil-Creep .....	38
<b>3 LASKENTAPARAMETRIEN MÄÄRITYS</b> .....	<b>41</b>
3.1 TUTKIMUSKOhteet .....	41
3.2 LABORATORIOKokeet .....	42
3.2.1 Luokituskokeet .....	42
3.2.2 Luokituskokeiden tulokset.....	42
3.2.2 Ödometrikokeet .....	46
3.2.2.1 Koejärjestelyt.....	46
3.2.2.2 Ödometrikokeen tuloksista määritettävät laskentaparametrit .....	47
3.2.3 Kolmiaksiaalikokeet .....	51
3.2.3.1 Koejärjestelyt.....	51
3.2.3.2 Kolmiaksiaalikokeista määritettävät parametrit.....	52
3.2.4 Määritetyt tehokkaat lujuusparametrit.....	54
3.3 SULJETUT LEIKKAUSLUJUUDET .....	58
3.3.1 Siipikairaus.....	58
3.3.2 Kartiokoe .....	59

	6
3.3.3 Ödometrikoe .....	60
3.4 HUOKOSPAINEMITTAUKSET .....	61
3.4.1 Mittareiden asennus .....	61
3.4.2 Junan pysäytys.....	63
3.4.3 Mittausjärjestelyt.....	64
3.4.4 Mittaustulokset ja päätelmät .....	65
3.5 KUORMAT.....	67
3.5.1 Junakuorma .....	67
<b>4 VAKAVUUDEN LASKENTA LIUKUPINTAMENETELMILLÄ.....</b>	<b>68</b>
4.1 TUTKIMUSKOhteiden historia .....	68
4.2 PIIPANOJAN LASKENNAT .....	69
4.2.1 Piipanojan mallinnus .....	70
4.2.2 Laskenta suljetuilla leikkauslujuuksilla.....	72
4.2.3 $c$ - $\phi$ -laskennat .....	73
4.2.4 Tulokset ja niiden vertailu.....	74
4.3 KÄRSÄMÄEN (KM 271+560) MALLINNUS JA LASKENTA.....	77
4.3.1 Tulokset ja niiden vertailu.....	81
<b>5 VAKAVUUDEN LASKENTA ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ.....</b>	<b>83</b>
5.1 MALLINNUS KÄYTTÄEN PLAXIS V. 8.6 OHJELMAA.....	83
5.2 LASKENTA.....	84
5.3 TULOKSET JA VERTAILU .....	87
5.3.1 Piipanoja .....	87
5.3.2 Kärämäki .....	91
<b>6 JOHTOPÄÄTÖKSET .....</b>	<b>96</b>
6.1 VERTAILU JA TULKINNAT .....	96
6.2 JATKOTOIMENPITEET .....	99
6.2.1 Koepenger .....	99
6.2.2 Vakavuuden laskentaparametrit.....	99
<b>7 LÄHDELUETTELO .....</b>	<b>100</b>
<b>LIITTEET .....</b>	<b>102</b>

## Merkinnät

$a_{pp}$	plastisen potentiaalifunktion $p'$ -akselin leikkauspisteen ja origon välinen etäisyys
$B$	tangenttimoduuli referenssipaineella $p^{\text{ref}}$ ( $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ )
$b$	lamellin leveys
$C_B$	sekundaaripainuman kerroin
$C$	koekohtainen integroimisvakio
$c'$	tehokas koheesio
$c_v$	konsolidaatiokerroin
$\{\Delta d\}_n$	koko elementtiverkon solmujen siirtymät
$E$	sisäinen normaalivoima
$E_{ur}$	sekanttimoduuli, toistokuormitus (avoin tila)
$E_{50}$	sekanttimoduuli
$E_{\text{oed}}$	ödometrasta saatava kokoonpuristuvuusmoduuli
$E_d$	muodonmuutosmoduuli (avoin tila)
$e$	huokosluku
$F$	varmuusluku
$F$	hienousluku
$f$	myötöfunktio
$f_0$	korjauskerroin
$G'$	leikkausmoduuli (vakio)
$h$	humuspitoisuus
$K$	jäykkyysmatriisi
$K_0$	lepopainekerroin
$k$	vedenläpäisevyyskerroin
$k$	tilaparametri
$l$	lamellin liukupinnan pituus
$M$	kriittisen tilan suoran kaltevuus
$M_t$	tangenttimoduuli

m	moduuliluku
m	jännitysekspONENTTI (Plaxis)
N	lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima
P	plastinen potentiaalfunktio
$p_c$	esikonsolidaatiojännitys
$p'$	hydrostaattinen jännitys
Q	vaakavoima
$q, J$	deviatorinen jännitys
$\{\Delta R\}$	kuormitusvektori
$S_t$	sensitiivisyys
$s_u$	suljettu leikkauslujuus
$s_k$	kartiokokeella määritetty suljettu leikkauslujuus
T	lamellin pohjassa vaikuttava leikkausvoima
u	huokosvedenpaine
v	ominaistilavuus
W	lamellin paino
w	vesipitoisuus
X	sisäinen leikkausvoima
$\alpha$	vaakataason ja lamellin pohjan välinen kulma
$\alpha_e$	empiirinen kerroin
$\beta$	tangenttimoduulimenetelmässä käytettävä jännitysekspONENTTI
$\varepsilon$	muodonmuutos
$\phi'$	tehokas kitkakulma
$\Gamma$	ominaistilavuus
$\gamma$	tilavuuspaino
$\gamma^p$	plastinen leikkausmuodonmuutoksen kertymä
$\kappa^*$	muunneltu paisumaindeksi
$\nu$	Poissonin luku

$\theta$	Loden kulma
$\rho_s$	kiintotiheys
$\sigma'$	tehokas jännitys
$\tau$	leikkauslujuus
$\Lambda$	skalaari verrannollisuuskerroin

# 1 JOHDANTO

## 1.1 Taustaa

Toijala-Turku rataosuus on rakennettu 1800-luvun lopussa maanvaraisesti. Koko rataosuuden pituus on noin 128 km. Rataa on vuosien varrella korotettu useaan otteeseen painumien johdosta. Tämä diplomityö liittyy radalla tehtävän peruskorjaushankkeen vakavuustarkasteluun välillä Lieto - Turku.

Tampereen ja Turun välinen rata on yksi Suomen vilkkaimpia. Se on sekä henkilö- että tavaraliikenteen käytössä. Rataosalla liikennöivissä kaukoliikenteen junissa tehtiin viime vuonna noin 670 000 matkaa. Lisäksi rata on osa tavaraliikenteen runkoverkkoa. Tavaraliikennettä Turku-Toijala -radalla kulkee vuodessa noin 1,7 miljoonaa tonnia. Tästä määrästä osa on vaarallisiksi luokiteltuja aineita. Ratahallintokeskuksen (RHK) tavoitteena on kasvattaa suurin sallittu akselipaino 25 tonniin kaikilla tärkeimmillä tavaraliikenne osuuksilla. Pelkkä päällysrakenteen uusiminen ei kuitenkaan riitä takaamaan, että radalla pystytään liikkumaan myös jatkossa turvallisesti. Kasvavat junakuormat aiheuttavat maassa oleviin vedellä kyllästettyihin savikerroksiin huokosvedenylipainetta. Tämä ylipaine voi heikentää radan vakavuutta merkittävästi, jolloin radan sortumariski kasvaa.

Lähtökohtana diplomityölle oli RHK:n tilaama stabiliteettiselvitys välille Lieto – Turku. Selvityksessä laskettiin vakavuuksia useista eri ratapoikkileikkauksista. Paikoitellen löytyi kohtia, joissa savella oli erittäin pieni suljettu leikkauslujuus. Näissä kohdissa myös lasketut varmuusluvut olivat liian pieniä. Lisätutkimustarve oli selvityksen perusteella ilmeinen. Diplomityöhön valittiin kaksi erityyppistä ratapoikkileikkausta ongelmakohdista. Stabiliteetilaskelmien pohjana oli RHK:n julkaisu ” B15 Radan stabiliteetti, olemassa olevat penkereet.”

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja sisältö

Hyviä ja toimivia laskentamalleja ja ohjelmia on kehitetty vuosien varrella useita. Kuitenkaan mikään laskentaohjelma ei voi antaa luotettavia tuloksia, mikäli niiden vaatimia laskentaparametreja ei ole määritetty mahdollisimman oikein. Lisäksi ei riitä, että ohjelmaan syötetään määritetyt parametrit, vaan tekijän on ymmärrettävä ohjelmissa käytettävien materiaalimallien toimintatapa sekä itse ohjelman toiminta.

Tutkimuksen päätavoitteena oli selvittää vanhan maanvaraan rakennetun ratapenkereen vakavuuslaskentaa ja mallinnusta, sekä laskentaohjelmien ja – mallien eroja. Tarkoituksena oli selvittää mm. seuraavia asioita:

- Miten yleisesti käytettyjen laskentaohjelmien ja menetelmien vakavuuslaskennan tulokset eroavat toisistaan?
- Vastaako mitattu huokosvedenylipaine laskettuja huokosylipaineita?
- Miten laskentaparametrit voidaan määrittää laboratoriossa ja miten ne vaikuttavat lopputulokseen?
- Mikä on mallinnuksen merkitys vakavuuteen?

Diplomityön tutkimus rajoittuu Turun alueelta valittujen tutkimuskohteiden mallintamiseen, sekä eri ohjelmilla ja materiaalimalleilla saatujen laskentatulosten keskinäiseen vertailuun.

## 2 LASKENTAMENETELMÄT

### 2.1 *Liukupintamenetelmien taustaa*

#### 2.1.1 Menetelmien perustaa

Tasapainomenetelmät ts. liukupintamenetelmät ovat yleisimmin käytetyt luiskankakavuuden laskentamallit. Ne ovat säilyttäneet asemansa, vaikka käyttöön on tullut myös kehittyneempiä mm. elementtimenetelmään (FEM) perustuvia malleja. Yhtenä syynä on liukupintamenetelmien selkeys ja helppo käyttö. Toisaalta tutkimuksissa tasapainomenetelmien ja plastisuusanalyysiin perustuvien menetelmien tulokset ovat olleet suhteellisen lähellä toisiaan.

Liukupintamenetelmät perustuvat staattiseen voima-, momentti- tai molempiin tasapainoehtoihin. Usein stabiiliteettiongelma muodostuu staattisesti määräämättömäksi, sillä luiskassa olevia tuntemattomia muuttujia on enemmän kuin tasapainoehtoja. Tämän vuoksi jokainen tasapainomenetelmä sisältää oletuksia. Usein nämä oletukset koskevat ns. lamellimenetelmissä lamellien sisäisiä voimia ja niiden käyttöä. Jotkut menetelmät jättävät em. sisäiset voimat kokonaan huomioimatta, kun taas toiset ottavat kaikki sisäiset voimat huomioon. Eri menetelmät eivät peruseriaatteiltaan eroa huomattavasti toisistaan. Käytettävän menetelmän oletuksien tunteminen on kuitenkin tärkeää, jotta voidaan valita tilanteeseen sopivin menetelmä ja varmistua tulosten oikeellisuudesta. Käytännössä liukupintamenetelmissä ei ole mukana jännitysten ja muodonmuutosten välistä yhteyttä. Tästä syystä liukupinnalla laskettu normaalijännitys jakauma poikkeaa maassa todellisesti vaikuttavista jännityksistä.

Yleisesti liukupintamenetelmissä maan oletetaan murtuvan tunnettua liukupintaa pitkin. Maan otaksutaan olevan murtotilassa kaikkialla kyseisellä liukupinnalla, joten kimmoplastista käyttäytymistä ei huomioida. Muodoltaan liukupinnat voivat olla suoria, ympyröitä, spiraaleja tai yhdistelmiä näistä. Käytännössä valitun muotoisia liukupintoja lasketaan useita, jotta löydetään pienin varmuusluku. Savimailla vaarallisimmat liukupinnat hakeutuvat usein ympyrän tai ellipsin muotoon. (Slunga, 1990)

Tässä työssä käsitellään ympyränmuotoon perustuvia ja yhdistettyjä liukupintamenetelmiä.



### 2.1.2 Suljetun tilan vakavuus

Suljettu tila on hypoteettinen tila, jota voidaan soveltaa lyhyen ajan vakavuuden laskemiseen huonosti vettäläpäisevissä koheesiomaissa. Esimerkiksi savimaalle perustettavan ratapenkereen rakennusaikana oletetaan kyseisen tilan vallitsevan. Maan murtuminen tapahtuu siten, että maakerroksen tilavuus ja vesipitoisuus eivät muutu. Tarkasteltaessa lyhyenajan vakavuutta koheesiomaalle voidaan lujuuden olettaa koostuvan ainoastaan koheesiosta ( $\phi=0$  menetelmä). Menetelmä perustuu kokonaisjännitysanalyysiin, jolloin huokosvedenpaine ei vaikuta suljettuun leikkauslujuuteen. Usein suljetun leikkauslujuuden arvona käytetään siipikairalla saatua redusoitua lujuutta. Vedenpinnan sijainnilla on merkitystä ainoastaan tilavuuspainojen kautta vakavuuteen. Varmuusluku saadaan määrittämällä passiivimomentin ja aktiivimomentin suhde. Laskettaessa eri laskentamenetelmillä lyhyenajan vakavuutta, saadaan toisistaan hieman eroavat varmuusluvut. Tämä johtuu laskentamenetelmien erilaisista tavoista ottaa huomioon tasapainoehdot. Laskentamenetelmien yhteydessä esitetyt tehokkaiden jännitysten kaavat soveltuvat myös lyhyen ajan vakavuuden tarkasteluun. Tällöin käytetään tehokkaiden jännitysten sijasta kokonaisjännityksien avulla laskettua suljettua leikkauslujuutta.

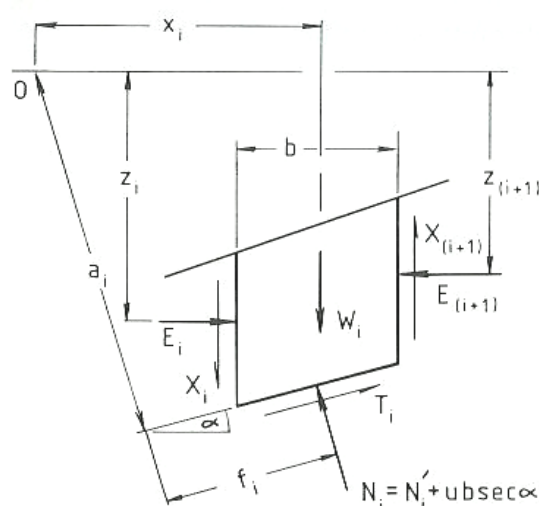
### 2.1.3 Avoimen tilan vakavuus

Suljetun tilan jälkeen seuraa primäärinen konsolidaatiovaihe. Tällöin kuormituksen vaikutuksesta maan tilavuus ja myös vesipitoisuus pienenee. Suljetussa tilassa muodostunut huokospaine alkaa purkautua ja vesi virtaa pois huokosista. Primäärinen konsolidaatio katsotaan loppuneeksi, kun huokosveden ylipaine on purkautunut kokonaan. Maakerroksen tilavuuden pieneneminen jatkuu avoimessa tilassa sekundaarisen konsolidaation johdosta. Tilavuuden pieneneminen on seurausta raerungon hiipumisesta. Avoimen tilan vakavuus lasketaan tehokkaita lujuusparametreja käyttäen. Tällöin leikkauslujuutta laskettaessa on tunnettava huokosvedenpaine. Lisäksi raerungon hiipumisesta johtuva maan myötääminen on otettu joissain elementtimenetelmien laskentamalleissa huomioon (mm. Soft-Soil-Creep).

## 2.2 Liukupintamenetelmät

### 2.2.1 Lamellimenetelmä

Ruotsin rautateiden geotekninen komissio kehitti 1920-luvulla lamellimenetelmän. Menetelmässä maamassa jaetaan lamelleihin. Lamellien ei tarvitse olla saman levyisiä. Mitä tiheämmin lamellijako tehdään sitä tarkempaan lopputulokseen päästään. Stabiiliteettianalyysi tehdään tutkimalla lamelleihin vaikuttavia voimia (kuva 1). Maamassa on stabiili, jos sen jokainen lamelli toteuttaa sekä voima- että momenttitasapainoyhtälöt. Lisäksi maamassan on yhtenä kappaleena toteutettava kyseiset yhtälöt. Tuntemattomia muuttujia on miltei aina enemmän kuin tasapainoehtoja (taulukot 1 ja 2). Tämän vuoksi jokaisessa käytettävässä lamellimenetelmässä on tehtävä oletuksia, jotta tehtävä saadaan staattisesti määräytyksi ja ratkaistuksi. (Jääskeläinen & al. 1979)



Kuva 1: Lamelliin vaikuttavat voimat ja niiden momenttivarret (Scott 1980)

Kuvan merkinnät

- $W_i$  on lamellin paino
- $N_i$  lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima
- $T_i$  lamellin pohjassa vaikuttava leikkausvoima
- $X_i$  lamellin sisäinen leikkausvoima
- $E_i$  lamellin sisäinen normaalivoima
- $\alpha$  lamellin pohjan ja vaakatason välinen kulma
- O origo
- $b$  lamellin leveys
- $z_i, a_i, f_i, z_i, x_i$  momenttivarsia
- $u$  huokosvedenpaine liukupinnalla

Taulukko1: Tasapainoehdot

Tasapainoyhtälöitä	Ehto
N	momenttitasapaino jokaisessa lamellissa
2n	voimatasapainot x ja y-suunnassa joka lamellissa
N	Mohr-Coulombin murtokriteeri
<b>4n</b>	<b>Yhtälöitä yhteensä</b>

Taulukko2: Tuntemattomat tekijät

tuntemattomia tekijöitä	Kuvaus
1	Varmuusluku
n	Lamellin pohjassa oleva normaalivoima $N_i$
n	Normaalivoiman sijainti lamellin pohjalla
n	Leikkausvoima lamellin pohjassa $T_i$
n-1	sisäinen normaalivoima $E_i$
n-1	sisäinen leikkausvoima $X_i$
n-1	Sisäisten voimien resultantin sijainti
<b>6n-2</b>	<b>Tuntemattomia yhteensä</b>

### 2.2.1.1 Felleniuksen menetelmä

Vuonna 1936 Fellenius esitti pystylamellijakoon perustuvan menetelmän, joka toteuttaa ainoastaan momenttitasapainoyhtälön. Menetelmä perustuu tehokkaisiin jännityksiin ja perusoletuksena on, että normaalivoima jokaisen lamellin pohjassa sijaitsee keskellä. Momenttipisteen O sijaitessa ympyräliukupinnan keskipisteessä voidaan yleisesti lamellimenetelmässä momenttitasapainoehto esittää kaavalla 2.2.1.

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[ \{c' b + (W(1 - r_u) - \Delta X) \tan \varphi'\} \frac{1}{m_\alpha} \right]}{\sum_{i=1}^{i=n} [W \sin \alpha]_i} \quad (2.2.1)$$

- $c'$  on tehokas koheesio  
 $b$  lamellin leveys  
 $\varphi'$  tehokas kitkakulma  
 $\Delta X$  sisäisen leikkausvoiman ero  
 $W$  lamellin paino  
 $\alpha$  vaakatason ja lamellin pohjan välinen kulma

$$r_u = \frac{ub}{W} \quad (2.2.2)$$

$$m_\alpha = \left[ \cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \alpha}{F} \right] \quad (2.2.3)$$

Oletuksia täytyy kuitenkin tehdä lisää n-2 kpl (ks. Taulukot 1 ja 2), jotta ongelma saataisiin ratkaistuksi. Olettamalla lamellien sisäinen leikkaus - ja normaalivoima ( $X_i$  ja  $E_i$ ) nollassi, saadaan alkuoletuksien kokonaislukumääräksi 3n-2. Tällöin kaava 2.2.1 saa muodon.

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [\{c' l + (W \cos \alpha - ul) \tan \varphi'\]_i}{\sum_{i=1}^{i=n} [W \sin \alpha]_i} \quad (2.2.4)$$

- $l$  on lamellin liukupinnan pituus  
 $u$  huokosvedenpaine

Felleniuksen menetelmällä ei ole mahdollista löytää yksikäsitteistä ratkaisua, joka toteuttaisi sekä voima että momenttitasapainoehdot. Lisäksi menetelmällä laskettu varmuusluku antaa yleisesti liian pieniä arvoja. Syvissä ympyränmuotoisissa liukupinnoissa virhe varmuusluvussa saattaa olla jopa 20 % luokkaa. Ääritapauksissa verrattaessa Felleniuksen menetelmää kehittyneempiin menetelmiin, voi varmuusluvun arvo olla alle puolet siitä mitä kehittyneimmillä menetelmillä on saatu. Felleniuksen menetelmää ei tämän vuoksi ole käytetty tässä työssä. Se on kuitenkin lähtökohtana monelle tarkemmalle menetelmälle.

(Scott 1980, Krahn 2004)

### 2.2.1.2 Bishopin yksinkertaistettu menetelmä

Bishopin yksinkertaistetun menetelmän perusoletukset ovat samoja kuin Felleniuksen menetelmässä. Tarvittavia lisäehtoja on tehtävä tasan  $n-2$  kpl lisää, jotta tehtävästä tulisi staattisesti määrätty. Näin ei ole myöskään Bishopin yksinkertaistetussa menetelmässä.

Bishopin yksinkertaistettu menetelmässä jätetään lamellien väliset sisäiset leikkausvoimat  $X_i$  huomioimatta. Tästä seuraa että jäljelle jää vielä yksi tuntematon. Menetelmä toteuttaa momenttitasapainoyhtälön 2.2.1, mutta voimatasapainoehto ei toteudu. Ratkaisu saadaan iteroimalla, sillä varmuusluku  $F$  on yhtälön molemmilla puolilla. Iterointi aloitetaan olettamalla varmuusluvulle  $F$  ensiksi luku esim. yksi. Iterointia jatketaan kunnes kierros kierroksen jälkeen tarkentunut lukuarvo toteuttaa yhtälön 2.2.1. (Slunga 1990)

Menetelmä on käyttökelpoinen ympyränmuotoiselle liukupinnalle, jossa maan ominaisuudet eivät vaihtelee suuresti. Varmuusluvun ero Bishopin yleistetyllä menetelmällä (toteuttaa sekä voima että momenttitasapainoehdon) on vain 2-3 %. Ero on vähäinen, sillä usein jo maaparametrien määrittämisessä tehdään suurempi virhe. (Scott 1980)

Yleisesti ympyränmuotoiset liukupinnat eivät ole häiriöherkkiä sisäisten leikkausvoimien vaihtelulle, sillä maamassa voi pyörähtää jäykkänä kappaleena ilman lamellien välistä liukumista. Tästä syystä momenttitasapaino on riippumaton sisäisistä leikkausvoimista. Kuvassa 2 on esitetty voima - ja momenttitasapainokäyrät koordinaatistossa, jossa y-akseli kuvaa varmuuslukua  $F$  ja x-akseli skaalauskerrointa  $\lambda$ . Skaalauskerroin  $\lambda$  on yhteydessä sisäiseen leikkausvoimaan seuraavasti. (Krahn 2004)

$$X = E\lambda f(x) \quad (2.2.5)$$

$X$  on sisäinen leikkausvoima

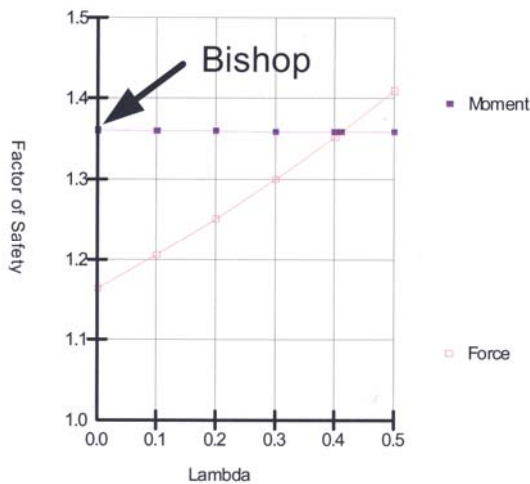
$E$  sisäinen normaalivoima

$\lambda$  käytetyn funktion skaalauskerroin

$f(x)$  tunnettu funktio

Kun  $\lambda$  saa kaavassa 2.2.5 arvon nolla, tulee sisäisestä leikkausvoimasta myös nolla.

Kuvassa 2 on esitetty varmuusluvun määrittäminen Bishopin yksinkertaistetussa menetelmässä. Varmuusluvun arvo löytyy tällöin y-akselin ja momenttitasapainokäyrän leikkauskohdasta (kuva 2).



Kuva 2: Bishopin yksinkertaistetussa menetelmässä määritetään varmuusluku momenttitasapainokäyrältä, lambda:n ollessa nolla. (Krahn 2004)

### 2.2.1.3 Janbun yksinkertaistettu menetelmä

Janbu kehitti vuonna 1956 yhdistettyyn liukupintaan perustuvan menetelmän, joka jättää huomioimatta sisäiset leikkausvoimat. Janbun menetelmä toteuttaa voimatasapainoehdot, mutta momenttitasapaino ei toteudu. Verrattaessa menetelmän antamia varmuuslukuja Bishopin yksinkertaistettuun, voidaan Janbun todeta antavan huomattavasti pienempiä varmuusluvun arvoja (kuva 3). Varmuusluvun määrittäminen tapahtuu voimatasapainoyhtälöllä 2.2.6. (Krahn 2004)

$$F_0 = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[ \{c' b + (W - ub) \tan \varphi'\} \frac{1}{n_\alpha} \right]_i}{\sum_{i=1}^{i=n} [W \tan \alpha]_i + \sum_{i=1}^{i=n} Q_i} \quad (2.2.6)$$

$c'$  on tehokas koheesio

$b$  lamellin leveys

$u$  huokosvedenpaine

$\varphi'$  tehokas kitkakulma

$W$  lamellin paino

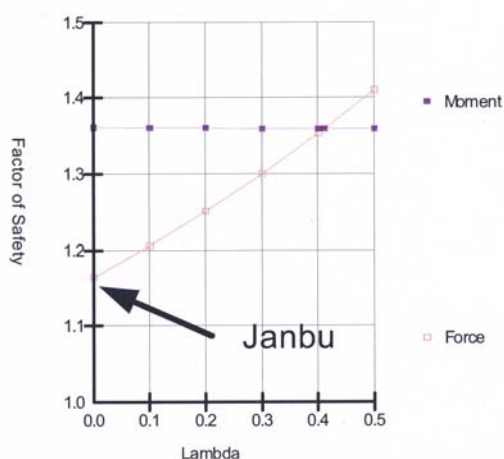
$\alpha$  vaakatason ja lamellin pohjan välinen kulma

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left( 1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi' / F_0 \right) \quad (2.2.7)$$

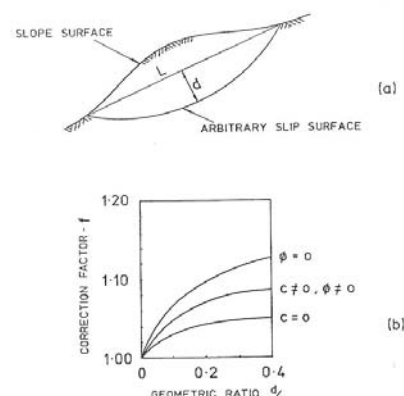
$Q$  on mahdollinen vaakavoima

Janbu on jälkeempään parantanut kaavaa 2.2.6, määrittämällä korjauskertoimen  $f_0$ . Korjauskerroin ottaa huomioon lamellien välisten sisäisten normaalivoimien vaikutuksen. Korjauskertoimen määrittäminen on esitetty kuvassa 4. Korjattu varmuusluku  $F_f$  määritetään yhtälöllä 2.2.8. (Slunga 1990)

$$F_f = f_0 \cdot F_0 \quad (2.2.8)$$



Kuva 3: Janbun yksinkertaistetussa menetelmässä määritetään varmuusluku voimatasapainokäyrältä lambdan ollessa nolla. (Krahn 2004)



Kuva 4: Janbun menetelmän korjauskertoimen määrittäminen. Korjauskerroin  $f_0$  määritetään ylemmän kuvan geometrisen suhteen avulla alemmasta taulukosta. (Chowdhury 1978)

#### 2.2.1.4 Morgenstern-Price menetelmä

Morgenstern-Price kehittivät vuonna 1965 menetelmän, joka toteuttaa molemmat tasapainoehdot. Sisäiset voimat ovat menetelmän mukaan toisiinsa sidoksissa yhtälön 2.2.9 kautta.

$$X_i = \lambda \cdot f(x) \cdot E_i \quad (2.2.9)$$

$X_i$  on sisäinen leikkausvoima

$E_i$  sisäinen normaalivoima

$\lambda$  skaalauskerroin

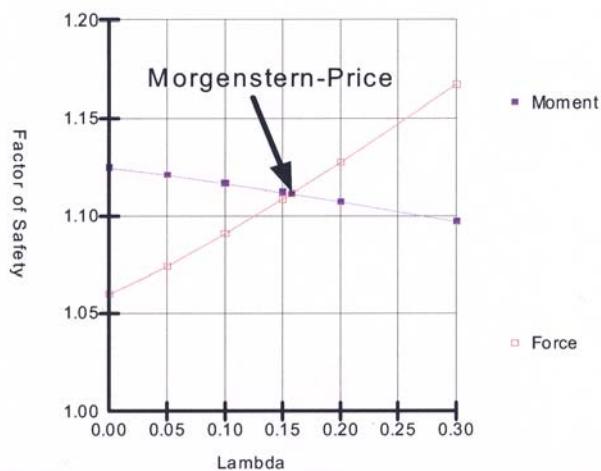
$f(x)$  tunnettu funktio (esim. puolikas sinifunktio)

Momenttitasapainoehto on sama kuin Bishopin menetelmässä (kaava 2.2.1). Voimatasapainoehdoksi saadaan monen välivaiheen jälkeen.

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \{c' l + (N_i - ul) \tan \phi'\} \cdot \cos \alpha}{\sum_{i=1}^{i=n} N_i \sin \alpha + \sum_{i=1}^{i=n} Q_i} \quad (2.2.10)$$

- $c'$  on tehokas koheesio  
 $l$  lamellilla olevan liukupinnan leveys  
 $u$  huokosvedenpaine  
 $\phi'$  tehokas kitkakulma  
 $N_i$  lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima  
 $\alpha$  vaakatason ja lamellin pohjan välinen kulma  
 $Q_i$  mahdollinen vaakavoima

Morgenstern-Price menetelmä etsii sellaiset sisäisten voimien arvot, jotka toteuttavat sekä voima että momenttitasapainoehdot yhtäaikaaisesti samalla skaalauskerroimen  $\lambda$  arvolla (kuva 5). M-P menetelmä vastaa nk. Spencerin menetelmää, jos kaavassa 2.2.9 oleva funktio  $f(x)$  oletetaan vakioarvoiseksi skalaariluvuksi. Edellä esitetyistä liukupintamenetelmistä M-P antaa usein tarkimman lopputuloksen. (Krahn 2004)



Kuva 5: Morgenstern-Price menetelmässä määritetään varmuuskerroin voimatasapainokäyrän ja momenttitasapainokäyrän leikkauspisteessä. (Krahn 2004)



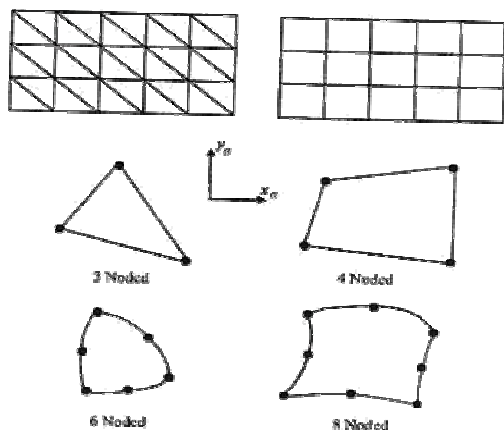
## 2.3 Elementtimenetelmä

### 2.3.1 Elementtimenetelmän taustaa

Elementtimenetelmää on sovellettu rakennustekniikassa moniin eri ongelmiin jo 30 vuoden ajan. Geotekniikassa elementtimenetelmän käyttö on kuitenkin ollut suhteellisen vähäistä. Käyttöä on rajoittanut osittain tietokoneiden hitaus ja geoteknisten ongelmien monimutkaisuus. Toisaalta vanhat ja tutut, hyväksikoetut menetelmät ovat olleet esteenä kehitykselle. Tietokoneiden ja tietokoneohjelmien kehittyttyä osa vanhoista käyttöä rajoittavista tekijöistä on poistunut. On olemassa tapauksia, joissa yksinkertaisemmat menetelmät antavat edelleen riittävän tarkan lopputuloksen. Yksinkertaisten menetelmien käyttö on myös perusteltua, kun kyseessä on laajuudeltaan pieni ongelma. Usein ei ole mahdollista ottaa maasta tarpeeksi näytteitä ja suorittaa elementtimenetelmän vaatimia kokeita parametrien määrittämistä varten. Kuitenkin vaikeissa tapauksissa on elementtimenetelmän käyttö yleensä järkevä vaihtoehto. Tässä työssä pyritään selvittämään elementtimenetelmän suhdetta muihin menetelmiin. Tarkastelu rajoittuu vakavuusanalyysiin tasotapauksessa. (Vepsäläinen 1990)

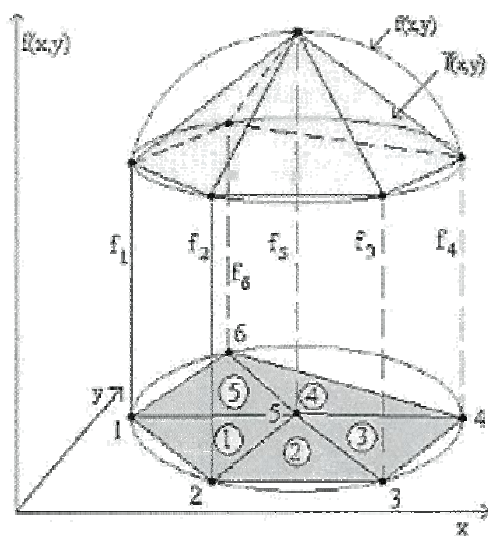
### 2.3.2 Laskennan kulku

Elementtimenetelmän käyttöä varten on tunnettava ongelman geometria ja suoritettava tarpeelliset kokeet parametrien määrittystä varten. Geometria jaetaan pienemmiksi kokonaisuuksiksi usein joko kolmion tai suorakaiteenmuotoisiksi elementeiksi (kuva 6).



Kuva 6: Erityyppisiä elementtejä  
(Potts & Zdravkovic 1999)

Mitä pienempiin osiin geometria jaetaan, sitä tarkempaan lopputulokseen päädytään. Jokaisen elementin nurkissa on solmuja, jotka määrittävät elementin geometrian. Vierekkäiset elementit liittyvät toisiinsa solmujen kohdalta. Solmuja voi olla myös reunojen välissä, jolloin elementtejä kutsutaan korkeamman asteen elementeiksi. Elementtimenetelmässä primaarisena tuntemattomana on useimmiten siirtymä, joka pyritään ratkaisemaan ennen sekundaarisia suureita (jännitys, muodonmuutos). Siirtymiä approksimoidaan muotofunktioiden avulla elementtien solmujen kohdilla. Tasotapauksessa mahdollisia siirtymäsuuntia on kaksi, ts. solmulla on kaksi vapausastetta. Muotofunktio on usein yksinkertainen polynomi. Tällöin solmusiirtymät voidaan ilmaista polynomien avulla, kun tunnetaan solmujen koordinaatit. Edellä mainittuja toimenpiteitä kutsutaan diskretoinniksi, joka tarkoittaa jatkuvien funktioiden approksimoimista paloittaisen mallin avulla (kuva 7).



Kuva 7: Diskretointi. Funktio  $f(x,y)$  kuvaa funktion  $f(x,y)$  approksimaatiota. (Vepsäläinen 1990)

Integroinnin helpottamiseksi ilmoitetaan muotofunktiot usein käyttäen luonnollisia koordinaatteja. Mikäli approksimointia ja muotoa kuvataan samalla muotofunktiolla, kutsutaan elementtejä isoparametrisiksi.

Elementtikohtaisen jäykkyyismatriisin ja kuormitusvektorin muodostaminen vaatii numeerista integrointia. Lisäksi elementtikohtaisen jäykkyyismatriisin muodostamiseksi tarvitaan sekä muodonmuutosten ja siirtymien että

muodonmuutosten ja jännitysten välinen yhteys. Tavallisimmin integrointi perustuu Gaussin integrointimenetelmään. Gaussin integrointipisteet sijaitsevat elementtien sisällä. Laskentaohjelmissa sekundaariset suureet määritetään usein Gaussin integrointipisteissä. Elementtikohtaiset jäykkyysmatriisit kootaan edelleen rakennekohtaiseksi jäykkyysmatriisiksi, jonka jälkeen tarkistetaan reunaehdot. Reunaehtoihin kuuluvat siirtymäehdot ja kuormitusehdot. Kuormitusehdot vaikuttavat kuormitusvektoriin ja siirtymäehdot ratkaistaviin solmusiirtymiin. Siirtymät voidaan ratkaista rakennematriisista (kaava 2.3.1), kun jäykkyysmatriisi ja reunaehdot on luotu. Sekundaariset suureet ratkaistaan, kun siirtymät tunnetaan. (Potts & Zdravkovic 1999, Vepsäläinen 1990)

$$[K][\Delta d]_i = \{\Delta R\} \quad (2.3.1)$$

$K$  on jäykkyysmatriisi  
 $\{\Delta d\}_n$  koko elementtiverkon solmujen siirtymät  
 $\{\Delta R\}$  kuormitusvektori

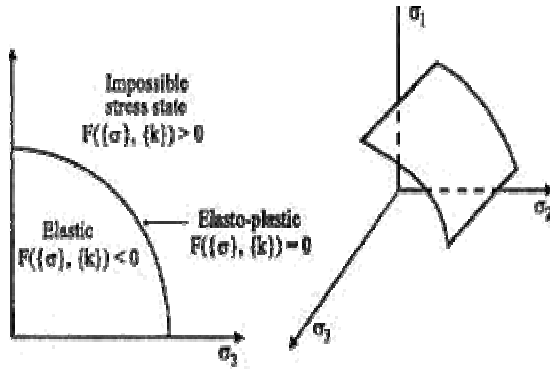
### 2.3.3 Myötöfunktio

Myötöfunktion avulla voidaan erottaa materiaalin kimmoinen käyttäytyminen kimmoplastisesta käyttäytymisestä. Myötöfunktio voi olla joko avoin tai suljettu. Avoin myötöpinta jatkuu hydrostaattisen akselin suunnassa joko kartio- tai pyramidipintana. Suljetun tyyppin myötöpinta sulkeutuu hydrostaattisella akselilla jännitysvaruudessa. Myötöfunktio on riippuvainen jännitystilasta ja tilaparametrista  $k$  seuraavasti. (Potts & Zdravkovic 1999), Vepsäläinen 1983)

$$f(\{\sigma\}, \{k\}) = 0 \quad (2.3.2)$$

Tilaparametrin  $k$  arvo riippuu siitä miten materiaali käyttäytyy myödessä. Ideaaliplastisessa tapauksessa parametrin  $k$  arvo on vakio, jolloin arvo kuvaa jännitysten suuruutta myötöpinnalla. Myötölujenevassa tapauksessa  $k$ :n arvo vaihtelee plastisen muodonmuutoksen mukana. Tässä tapauksessa  $k$ :n arvo kuvaa jännitystilän vaihtumista myötöpinnalla. Toisin sanoen tilaparametri  $k$  vaikuttaa myötöpinnan kokoon. (Potts & Zdravkovic 1999)

Materiaali käyttäytyy kimmoisasti, kun myötöfunktio  $f$  saa arvon  $f < 0$ . Jos  $f = 0$  käyttäytyy materiaali kimmoplastisesti. Tilanne, jossa  $f > 0$  on mahdoton (kuva 8).



Kuva 8: Kimmoplastinen käyttäytyminen  
(Potts & Zdravkovic 1999)

### 2.3.4 Myötösääntö ja plastinen potentiaalfunktio

Myötösääntö yhdistää plastiset muodonmuutosinkrementit vastaaviin jännityskomponentteihin. Myötösääntö voidaan kirjoittaa kaavan 2.3.3 muotoon.

$$\Delta \varepsilon_i^p = \Lambda \frac{\partial P(\{\sigma\}, \{m\})}{\partial \sigma_i} \quad (2.3.3)$$

$\Delta \varepsilon_i^p$  ovat inkrementaaliset plastiset muodonmuutoskomponentit

$\Lambda$  skalaari verrannollisuuskerroin

$P$  plastinen potentiaalfunktio

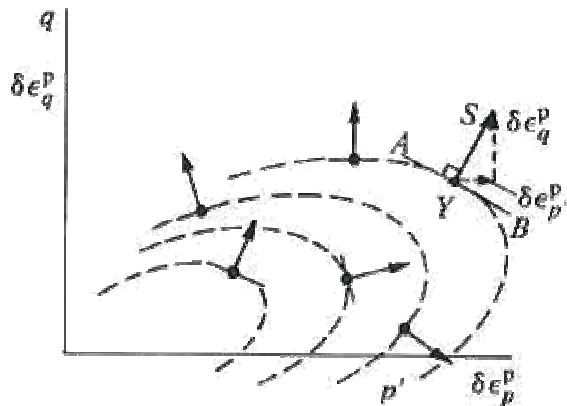
Plastinen potentiaalfunktio  $P$  määrittää muodonmuutosinkrementtien suunnat tietyssä jännitystilassa. Inkrementtivektori on kohtisuorassa plastiseen potentiaalipintaan nähden (kuva 9). Plastinen potentiaalfunktio on riippuvainen tilaa kuvaavasta vektorista  $m$  ja jännitystilasta. (Wood 1990)

$$P(\{\sigma\}, \{m\}) = 0 \quad (2.3.4)$$

Tilaa kuvaavan vektorin  $m$  arvo on epäoleellinen, sillä myötösääntöä (kaava 2.3.3) varten tarvitaan ainoastaan differentiaalit jännityksien suhteen. Jos plastinen potentiaalfunktio on sama kuin myötöfunktio, myötösääntöä kutsutaan assosiatiiviseksi. Assosiatiivista myötösääntöä käytettäessä plastiset tilavuudenmuutokset kasvavat dilataation vaikutuksesta huomattavasti suuremmiksi kuin todellisuudessa mitatut arvot. Tästä syystä on suositeltavaa käyttää toisistaan eroavaa myötöfunktia ja plastista potentiaalfunktiota. Dilataation vaikutus voidaan ottaa huomioon käyttämällä ei-assosiatiiviseen plastiseen potentiaalipintaan liittyvää

dilataatiokulmaa  $\psi$ . Mohr-Coulombin mallia käsittelevässä kappaleessa 2.4.2 on esitetty dilataation huomioon ottaminen plastisessa potentiaalifunktiossa. (Potts & Zdravkovic 1999)

Myötösäännössä oleva verrannollisuuskerroin  $\Lambda$  määrittää muodonmuutosinkrementtien suuruuden. Kerroin on riippuvainen myötötilasta.



Kuva 9: Plastinen muodonmuutosvektori  $YS$  on kohtisuorassa plastiseen potentiaalipintaan nähden. Vektori  $YS$  on jaettu komponentteihin. Hydrostaattisen akselin suuntainen komponentti kuvaa plastista tilavuudenmuutosta ja deviatorisen akselin suuntainen plastista leikkausmuodonmuutosta. (Wood 1990)

## 2.4 Kimmoplastiset mallit

### 2.4.1 Kimmoplastisten mallien perusteet

Kuormituksen aiheuttamat muodonmuutokset voidaan jakaa kimmoiseen ja plastiseen osaan.

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_e\} + \{\varepsilon_p\} \quad (2.4.1)$$

$\varepsilon$  on kokonaismuodonmuutos

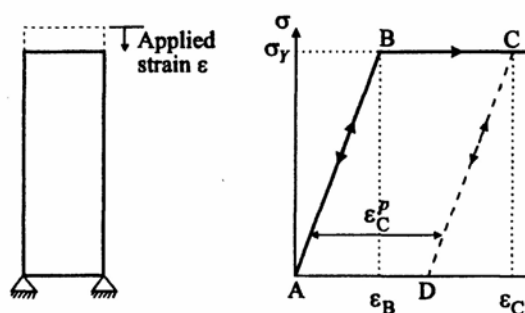
$\varepsilon_e$  kimmoinen muodonmuutos

$\varepsilon_p$  plastinen muodonmuutos

Materiaali käyttäytyy kimmoisesti tiettyyn rajaan asti. Tätä rajaa kutsutaan myötörajaksi. Kun jännitystila ylittää myötörajan, alkaa tapahtua osittain tai kokonaan plastisia palautumattomia muodonmuutoksia. Maan plastista käyttäytymistä mallinnetaan erilaisten myötöpintojen avulla. Plastiset muodonmuutokset jaetaan leikkausmuodonmuutokseen ja tilavuudenmuutokseen.

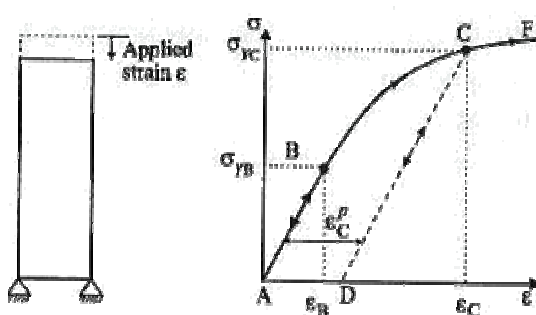
Kuvassa 10 on esitetty maan ideaaliplastinen käyttäytyminen yksiakselisessa puristuksessa. Jännityksen ollessa pisteiden A ja B välissä ovat muodonmuutokset kimmoisia ja palautumattomia muodonmuutoksia ei synny. Jännityksen saavuttaessa pisteen B alkaa maa käyttäytyä ideaaliplastisesti. Tällöin jännitys pysyy vakiona ja plastisia muodonmuutoksia muodostuu. Jos pisteessä C kuormitusta aletaan pienentämään alkutilanteeseen asti, saadaan plastinen muodonmuutos selville. Kuormituksen vähentyessä käyttäytyy maa elastisesti. Toistokuormitettassa kimmoinen käyttäytyminen jatkuu, kunnes piste C on saavutettu.

(Potts & Zdravkovic 1999)



Kuva 10: ideaaliplastinen malli  
(Potts & Zdravkovic 1999)

Myötölujenevassa mallissa (kuva 11) maa käyttäytyy yksiakselisessa puristuksessa pisteiden A ja B välissä elastisesti, kuten ideaaliplastisessa mallissa. Jännityksen kasvaessa pisteestä B alkaa kimmoplastisia muodonmuutoksia syntyä. Toisin kuin ideaaliplastisessa mallissa kasvaa jännitys plastisten muodonmuutosten yhteydessä. Pienennettäessä kuormitusta pisteestä C pisteeseen D, saadaan plastinen muodonmuutos selville. Toistokuormitettaessa maata pisteestä D, käyttäytyy maa elastisesti kuten ideaaliplastisessa mallissa kunnes piste C on saavutettu. Jännityksen kasvaessa edelleen, jatkuu kimmoplastinen käyttäytyminen pisteeseen F asti, jota voidaan pitää murtokohtana. (Potts & Zdravkovic 1999)



Kuva 11: myötölujeneva malli  
(Potts & Zdravkovic 1999)

#### 2.4.2 Mohr-Coulombin malli

Mohr-Coulombin malli on ideaaliplastinen malli, jolloin myötölujenemista ei tapahdu. Ideaaliplastisessa mallissa myötöfunktio on kiinnitetty alussa määritettyjen materiaaliparametrien mukaiseen paikkaan. Myötöpinta ei laajene tai liiku plastisten muodonmuutosten mukana. Materiaalimalli perustuu Mohr-Coulombin murtoehtoon. MC mallissa eri maakerrosten jäykkyys on vakio. Vallitsevan jännitystilän ollessa myötöpinnan sisäpuolella, toimii malli elastisesti. (Brinkgreve 2002)

Tehokkaiden jännitysten avulla lausuttuna murtoehto voidaan kirjoittaa kaavan 2.4.2 muotoon.

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \cdot \tan \varphi' \quad (2.4.2)$$

- $\tau_f$  on leikkauslujuus
- $c'$  tehokas koheesio
- $\sigma_n'$  tehokas normaalijännitys
- $\varphi'$  tehokas kitkakulma

Mohrin ympyröitä käyttäen voidaan kaavan 2.4.2 murtoehto kirjoittaa muotoon

$$\sigma_1' - \sigma_3' = 2c' \cos \varphi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' \quad (2.4.3)$$

$\sigma_1'$  on suurin pääjännitys

$\sigma_3'$  pienin pääjännitys

Mohr-Coulombin materiaaalimallissa myötöfunktiona käytetään kaavan 2.4.2 murtokriteeriä. Jännitysinvarianttien avulla ilmoitettuna saa myötöehto muodon:

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = q - \left( \frac{c'}{\tan \varphi'} + p' \right) g(\Theta) \quad (2.4.4)$$

$q$  on deviatorinen jännitys

$p'$  hydrostaattinen jännitys

$g(\theta)$  Loden kulmasta  $\theta$  riippuva funktio

$$g(\Theta) = \frac{\sin \varphi'}{\cos \Theta + \frac{\sin \Theta \sin \varphi'}{\sqrt{3}}} \quad (2.4.5)$$

Kaavoissa 2.4.6–2.4.9 on määritetty deviatorinen - ja hydrostaattinen jännitys, sekä Loden kulma.

Deviatorinen jännitys jännitysavaruuudessa

$$q = \frac{1}{6} \sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2} \quad (2.4.6)$$

Kolmiaksiaalikokeessa deviatorinen jännitys saa muodon

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.4.7)$$

$\sigma_1$  on suurin pääjännitys

$\sigma_3$  pienin pääjännitys (sellipaine)

Hydrostaattinen jännitys jännitysavaruuudessa

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \quad (2.4.8)$$



## Loden kulma

$$\Theta = \tan^{-1} \left[ \frac{1}{\sqrt{3}} \left( 2 \frac{(\sigma_2' - \sigma_3')}{(\sigma_1' - \sigma_3')} - 1 \right) \right] \quad (2.4.9)$$

Assosiatiivisen MC myötöehdon on todettu antavan liian suuria plastisia tilavuudenmuutoksia. Liian suurien tilavuudenmuodonmuutosten ehkäisemiseksi on MC mallissa käytettävä ei-assosiatiivista myötöehtoa. Tällöin plastinen potentiaalifunktio saadaan korvaamalla myötöfunktiossa oleva kitkakulma  $\phi'$  dilataatiokulmalla  $\psi$ . Kaavassa 2.4.10 dilataatiokulma  $\psi$  sisältyy funktioon  $g_{pp}(\Theta)$ . (Potts & Zdravkovic 1999)

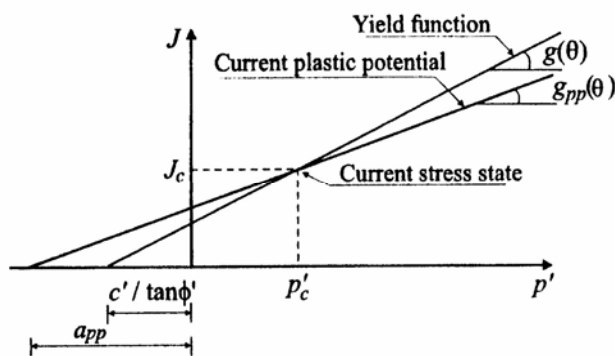
$$P(\{\sigma'\}, \{m\}) = q - (a_{pp} + p') g_{pp}(\Theta) = 0 \quad (2.4.10)$$

$q$  on deviatorinen jännitys

$p'$  hydrostaattinen jännitys

$a_{pp}$  plastisen potentiaalifunktion  $p'$ -akselin leikkauspisteen ja origon välinen etäisyys (kuva 12)

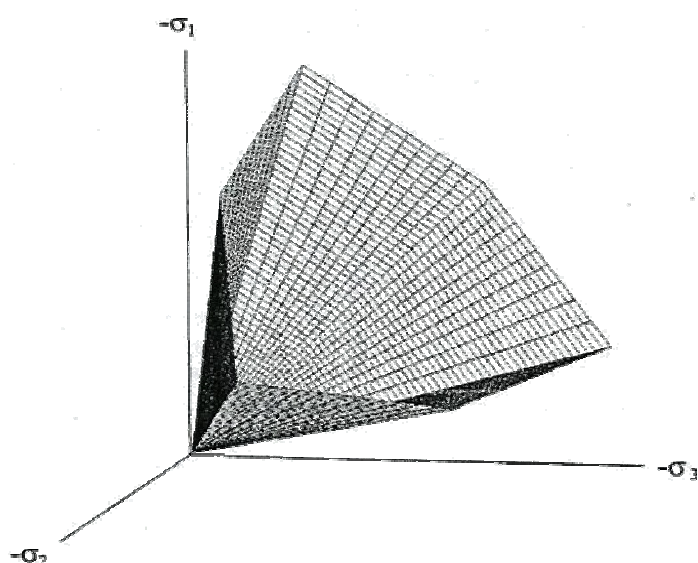
$$g_{pp}(\Theta) = \frac{\sin \psi}{\cos \Theta + \frac{\sin \Theta \sin \psi}{\sqrt{3}}} \quad (2.4.11)$$



Kuva 12: Mohr-Coulombin myötöpinta ja plastinen potentiaalifunktio  $J$ - $p'$ -koordinaatistossa. Kuvassa merkintä  $J$  vastaa deviatorista jännitystä. Plastiset tilavuudenmuutokset pienenevät, kun plastista potentiaalifunktiota kuvaava suora loivenee. (Potts & Zdravkovic 1999)

Mohr-Coulombin mallin lähtötietoina tarvitaan viittä eri parametria. Kimmoisen osan parametreja ovat kimmomoduuli  $E$  ja Poissonin luku  $\nu$ . Mallin plastista toimintaa kuvaavat kitkakulma  $\phi$ , koheesio  $c$  ja dilataatiokulma  $\psi$ . Parametrien määrittästä käsitellään erikseen kappaleessa 3.2.

Jännitysavaruuudessa muodostuu MC myötöpinnasta kuusikulmainen kartio (kuva 13). Mohr-Coulombin myötöpinnassa olevat nurkat muodostavat epäjatkuvuuskohdan. Tällöin ainutlaatuisuusehto ei täyty, sillä plastisen muodonmuutosvektorin suunta ei ole yksikäsitteinen. Laskuteknisistä syistä nurkkia voidaan pyöristää laskennallisesti. Pyöristäminen suoritetaan laskemalla myötöfunktion tai plastisen potentiaalfunktioiden jännitysgradienttien arvot nurkkien molemmilla puolilla. Laskennassa jännitysgradienttien arvona voidaan käyttää em. menetelmällä saatujen tulosten keskiarvoa. (Vepsäläinen 1983)



Kuva 13: Mohr-Coulombin avoin myötöpinta pääjännityskoordinaatistossa. (Brinkgreve 2002)

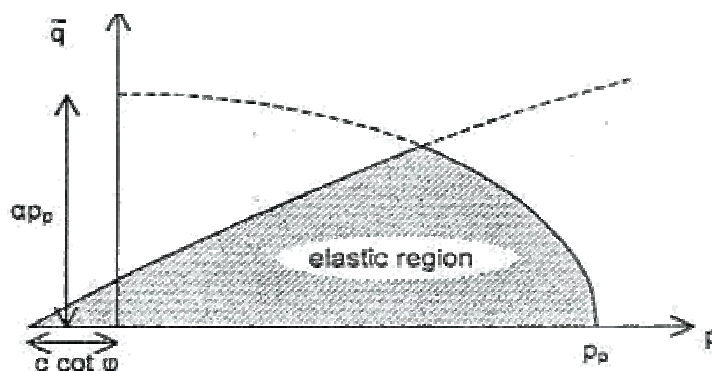
#### 2.4.3 Hardening-Soil

Ohjelmassa Plaxis on mahdollista käyttää myötölujenevaa materiaalimallia Hardening-Soil. Hardening-Soil on malli, jossa myötölujeneminen on eroteltu deviatoriseen - ja hydrostaattiseen lujenemiseen. Deviatorista myötölujenemista käytetään deviatoristen kuormitusten aiheuttamien plastisten muodonmuutosten

mallintamiseen. Vastaavasti hydrostaattista myötölujenemistä käytetään isotrooppisten kuormitusten aiheuttamien plastisten muodonmuutosten mallintamiseen. HS-mallia voidaan käyttää kaikille maalajeille. Murtokriteerinä toimii Mohr-Coulombin murtoehto. (Brinkgreve 2002)

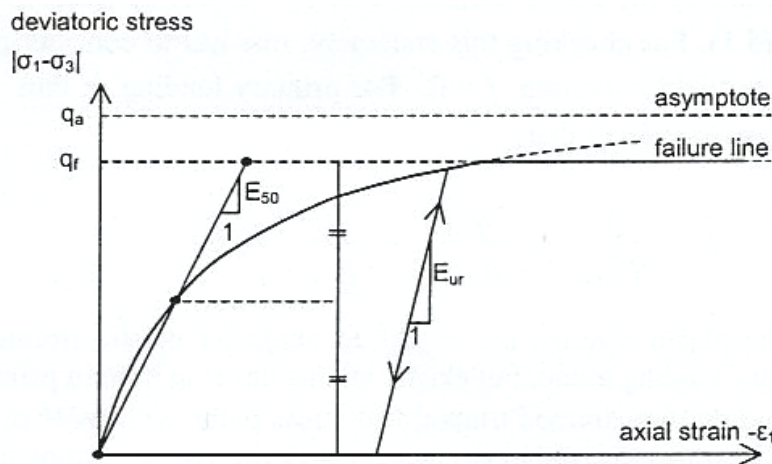
HS-mallissa maakerroksen jäykkyys ei ole vakio, vaan jännityksestä riippuva suure. Maakerrosten jäykkyyttä sääteleviä suureita ovat sekanttimoduulit  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  ja tangenttimoduuli  $E_{oed}$ . Näiden suureiden määrittämiseen palataan kappaleessa 3.2.

HS-mallissa on kaksi eri myötöpintaa, jotka yhdessä määrittävät yhden suljetun myötöpinnan. Deviatorinen osa muodostaa  $q'$  -  $p$  - koordinaatistossa lähes suoran ja hydrostaattinen osa ellipsinmuotoisen käyrän (kuva 14). Molemmat myötöpinnat voivat liikkua ts. myötölujittua.



Kuva 14: Hardening Soil mallin myötöpinta  $q'$ - $p$ -koordinaatistossa. (Brinkgreve 2002)

Deviatorisen myötölujenemisen perusajatuksena on hyperbolinen yhteys pystymuodonmuutoksen ja kolmiaksaalikokeessa vallitsevan deviatorisen jännityksen välillä (kuva 15).



Kuva 15: Deviatorisen myötölujenemisen jännitys-muodonmuutos yhteys ja kimmomoduulien määrittäminen. (Brinkgreve 2002)

Deviatorisen myötöpinnan etenemistä ennen Mohr-Coulombin murtopintaa voidaan määrittää kaavoilla (Brinkgreve 2002)

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.4.12)$$

$f$  on deviatorinen myötöpinta

$\gamma^p$  plastisen leikkausmuodonmuutoksen kertymä

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.4.13)$$

$E_{50}$  on sekanttimoduuli

$q_a$  hyperbelin asymptootti (kuva 15)

$q$  deviatorinen jännitys

$E_{ur}$  sekanttimoduuli, toistokuormitus

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \quad (2.4.14)$$

$\varepsilon_1^p$  on plastinen pystymuodonmuutos

$\varepsilon_v^p$  plastinen tilavuudenmuutos

Hydrostaattista myötöpintaa kuvataan nk. cap - osalla.  $q'$  -  $p$  - koordinaatistossa hydrostaattinen myötöpinta muodostaa osan ellipsiä. Ellipsin kokoa säätelee konsolidaatiojännitys  $p_p$  ja  $\alpha$  parametri (kuva 14). Parametri  $\alpha$  vastaa normaalikonsolidoituneen tilan lepopainekerrointa  $K_0$ . Hydrostaattisen osan cap-myötöpintaa ja sen liikkumista voidaan kuvata seuraavilla kaavoilla:

$$f^c = \frac{q^2}{\alpha^2} + p^2 + p_p^2 \quad (2.4.15)$$

$f^c$  on myötöpinta

$$\alpha = K_0^{nc} (=1-\sin\varphi)$$

$p$  deviatorinen jännitys

$p_p$  konsolidaatiojännitys hydrostaattisella akselilla

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{B}{1-m} \cdot \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2.4.16)$$

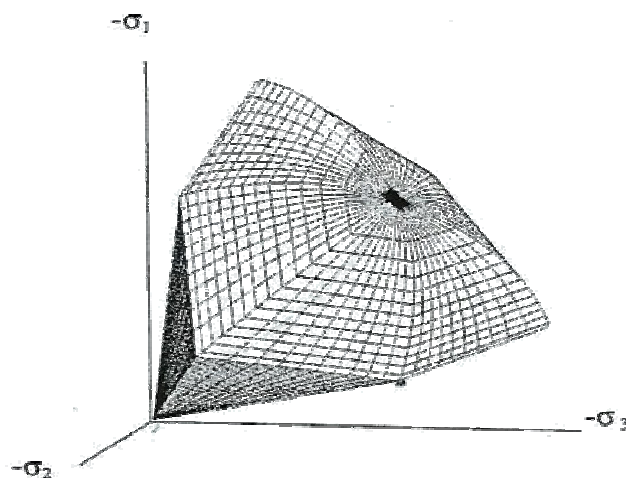
$\varepsilon_v^{pc}$  on plastisen tilavuudenmuutoksen kertymä

$p_{ref}$  referenssipaine (oletus 100kPa)

$B$  tangentialmoduuli referenssipaineella  $p^{ref}$  ( $E_{oed}^{ref}$ )

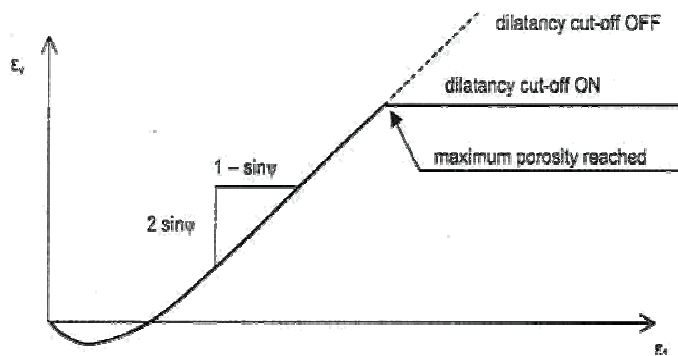
$m$  jännitysekspONENTTI Plaxiksessa ( $= 1-\beta$ )

Lähtötietoina HS-mallissa annetaan murtotilanparametrit:  $c$ ,  $\varphi$  ja  $\psi$ , muodonmuutosparametrit:  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  ja  $m$ . JännitysekspONENTtia on merkitty Plaxiksessa samalla kirjaimella kuin tangentialmoduulimenetelmän moduulilukua  $m$ . Parametrien määrittämiseen tarvitaan kolmiaksaalikokeita ja ödometrikokeita. Kappaleessa 3.2 on kerrottu HS-parametrien määrittämisestä.



Kuva 16: Hardening Soil mallin suljettu myötöpinta koostuu deviatorisesta osasta (kuvassa tummennettu) ja hydrostaattisesta ns. cap osasta (kuvassa ruudukkoa). (Brinkgreve 2002)

Lisäksi HS-mallissa on mahdollista määrittää dilataatiolle raja-arvot. Tämä tapahtuu antamalla lisäparametreiksi alkutilan huokosluvun  $e_{int}$  ja maksimihuokosluvun  $e_{max}$ . Mobilisoitunut dilataatiokulma saa arvon nolla, kun on saavutettu tila, jossa tilavuudenmuutos aiheuttaa maksimihuokosluvun arvon (kuva 17). (Brinkgreve 2002)



Kuva 17: Dilataation käsittely HS-mallissa. (Brinkgreve 2002)

#### 2.4.4 Modified Cam Clay

MCC on isotrooppinen kimmoplastinen malli, joka perustuu kriittisen tilan käsitteeseen. Malli soveltuu normaalisti konsolidoituneen ja lievästi ylikonsolidoituneen saven kuvaamiseen. MCC:ssä myötöpinta on ellipsinmuotoinen. Myötöpinnan sisäpuolella maa on elastisessa tilassa. Kimmoiset muodonmuutokset voidaan jakaa tilavuus - ja leikkausmuodonmuutokseksi. Maan kimmoista käyttäytymistä voidaan kuvata matriisiyhtälöllä 2.4.17. (Wood 1990)

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2.4.17)$$

$\delta \varepsilon_v^e$  on kimmainen tilavuudenmuutos

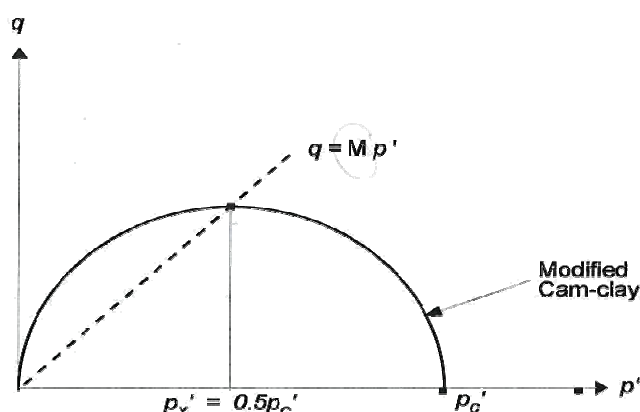
$\delta \varepsilon_q^e$  kimmainen leikkausmuodonmuutos

$\kappa$  palautus-toistokäyrän kaltevuus  $v$ - $\ln p'$  koordinaatistossa (kuva 30)

$v$  ominaistilavuus

- $p'$  hydrostaattinen jännitys  
 $G$  leikkausmoduuli (vakio)

MCC ellipsinmuotoisen myötöpinnan keskiosa sijaitsee hydrostaattisella akselilla ja toinen kärkipiste kulkee origon kautta (kuva 18). Myötöpinnan kokoa säätelee esikonsolidaatiojännitys  $p_c'$ . MCC:ssä on voimassa assosiatiivinen myötösääntö eli myötöfunktio on sama kuin plastinen potentiaalfunktio. Muodonmuutosinkrementtivektori on kohtisuorassa myötöpintaan nähden. (Krahn 2004)



Kuva 18: Modified Cam Clay mallin myötöpinta kriittisen tilan koordinaatistossa. (Krahn 2004)

Ellipsinmuotoinen myötöfunktio voidaan esittää kaavalla 2.4.18.

$$f = q^2 - M^2 [p' (p_c' - p')] = 0 \quad (2.4.18)$$

$M$  on kriittisen tilan suoran kaltevuus (kuva 18)

$q$  deviatorinen jännitys

$p'$  hydrostaattinen jännitys

$p_c'$  esikonsolidaatiojännitys

Jännitystilän saavuttaessa myötöpinnan, alkaa plastisia muodonmuutoksia tapahtua. MCC:ssä oletuksena on, että myötöpinta laajenee uuden jännitystilän mukaiseen paikkaan säilyttäen muotonsa. Ellipsin muotoa kontrolloi parametri  $M$ . Plastiset muodonmuutokset voidaan määrittää matriisiyhtälöllä 2.4.19.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) 2\eta \\ 2\eta \end{bmatrix} \frac{1}{4\eta/(M^2 - \eta^2)} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (2.4.19)$$

$\delta \varepsilon_v^p$  on plastinen tilavuudenmuodonmuutos

$\delta \varepsilon_q^p$  plastinen leikkausmuodonmuutos

$\kappa$  palautus-toistokäyrän kaltevuus  $v$ - $\ln p'$  koordinaatistossa (kuva 30)

$v$  ominaistilavuus

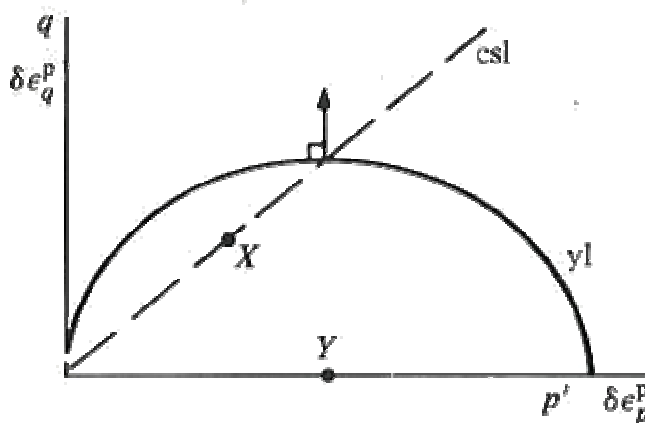
$p'$  hydrostaattinen jännitys

$M$  kriittisen tilan suoran kaltevuus

$\lambda$  kriittisen tilan suoran kaltevuus  $\ln p'$ - $v$  tasossa

$\eta$  jännityssuhde  $q/p'$

Myötöpinta voi laajentua siten, että jännityspolku  $p' - q$  - koordinaatistossa saavuttaa kriittisen tilan. Kriittisellä tilalla tarkoitetaan tilannetta, jossa plastiset tilavuudenmuodonmuutokset saavat arvon nolla. Samalla plastiset leikkausmuodonmuutokset kasvavat rajattomasti myötöpinnan pysyessä paikallaan, koska plastinen muodonmuutosinkrementtivektori on kriittisen tilan koordinaatistossa pystysuorassa (kuva 19).

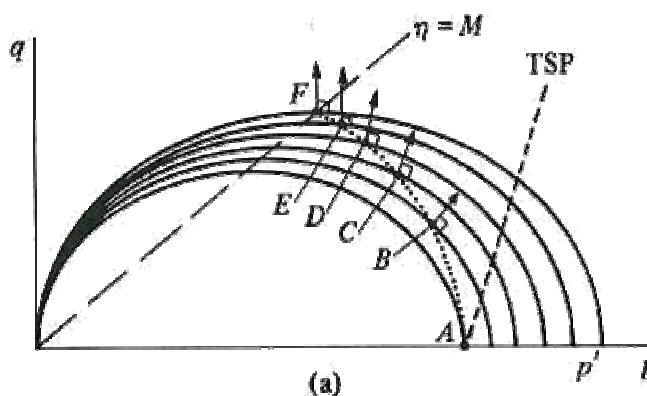


Kuva 19: Kriittisessä tilassa on plastinen muodonmuutosvektori deviatorisen akselin suuntainen. Tällöin plastiset tilavuudenmuutokset ovat nollija ja plastiset leikkausmuodonmuutokset kasvavat rajatta. Kuvassa csl on kriittisen tilan suora. (Wood 1990)



Jännityssuhdetta, jolla kriittinen tila saavutetaan, merkitään  $\eta = q/p' = M$ . Parametri  $M$  kuvaa myötöpintojen huippujen kautta piirretyn suoran kulmakerrointa. Kriittinen tila voidaan saavuttaa vain yhdessä pisteessä.

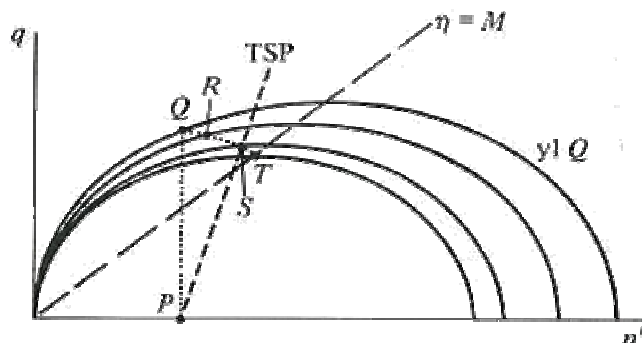
Normaalisti konsolidoitunut ja lievästi ylikonsolidoitunut savi on yleensä jännitystilassa, jossa  $\eta < M$ . Kolmiaksaalikokeessa kuormitettaessa kyseistä savea, lähestyy plastinen muodonmuutosinkrementtivektori pystysuoraa oikealta puolelta myötöpinnan laajentuessa. Savi myötölujenee kunnes  $\eta = M$ . (Wood 1990)



Kuva 20: Normaalisti konsolidoituneen saven myötölujeneminen jännityspolulla A-F. Savi myötölujenee kunnes kriittinen tila on saavutettu pisteessä F. (Wood 1990)

Voimakkaasti ylikonsolidoitunut savi on jännitystilassa, jossa  $\eta > M$ . Kriittistä tilaa lähestyttäessä pitää jännityssuhteen  $\eta$  pienentyä. Tällöin plastinen muodonmuutosinkrementti lähestyy pystysuoraa vasemmalta puolelta (kuva 21). Myötöpinnan on kutistuttava, jotta kriittinen tila saavutetaan. Savi myötöpehmenee kunnes  $\eta = M$ . (Wood 1990)

Suomalaisilla savilla tällaista myötöpehmenemistä ei ole havaittu. Kuormituksen kasvaessa suomalaiset savinäytteet jatkavat tiivistymistä. Tältä osin MCC:n käyttö voidaan kyseenalaistaa.

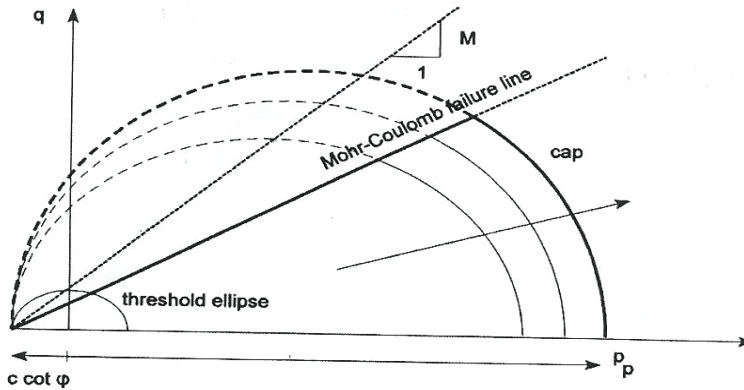


Kuva 21: Voimakkaasti ylikonsolidoitunut savi myötöpehmenee jännityspolkua  $Q-R-S-T$  pitkin kunnes kriittinen tila on saavutettu. (Wood 1990)

MCC:n laskentaparametreja ovat: kriittisen tilan suoran kaltevuus  $\lambda$   $\ln p'$ -v koordinaatistossa, palautus-toistokäyrän kaltevuus  $\kappa$   $\ln p'$ - v koordinaatistossa, kriittisen tilan suoran kaltevuus  $M$ , kimmoista käyttäytymistä kuvaava vakio leikkausmoduuli  $G$  ja jännitystä  $p'=1\text{kPa}$  vastaava ominaistilavuuden arvo  $\Gamma$  kriittisen tilan suoralla. MCC laskentaparametrien määrittystä on käsitelty kappaleessa 3.2.

#### 2.4.5 Soft-Soil-Creep

Plaxis-ohjelmassa on mahdollista valita materiaalimalliksi nk. Soft-Soil-Creep. SSC perustuu edellä kuvattuun kriittisen tilan malliin MCC. SSC:tä on jätetty Modified Cam Clay mallissa oleva myötöpehmenevä osuus pois. Malli on kehitetty kuvaamaan normaalisti konsolidoituneen tai hieman ylikonsolidoituneen pehmeän saven käyttäytymistä. Maakerrosten jäykkyys on riippuvainen puristusjännityksestä. Myötölujeneminen tapahtuu ainoastaan hydrostaattisen akselin suunnassa ns. cap - osan laajentumisena. Murtokriteerinä käytetään Mohr-Coulombin murtoehto. Myötöpinnasta muodostuu  $p' - q$  tasossa ellipsi, josta on leikattu pois Mohr-Coulombin murtosuoran vasemmalle puolelle jäävä myötöpehmenevä osa (kuva 22). (Brinkgreve 2002)



Kuva 22: Soft-Soil-Creep mallin myötöpinta kriittisen tilan koordinaatistossa. Myötölujeneminen tapahtuu cap-osan laajentuessa. (Brinkgreve 2002)

SSC:ssä murtuminen tapahtuu ennen kriittistä tilaa. Erikoisuutena SSC:ssä on viruman käsittely yhdessä hydrostaattisen myötölujenemisen kanssa. Viruman mallintamiseen käytetään Buismanin teoriaa sekundaarisesta konsolidaatiosta. Teorian mukaan tehokkaan jännityksen ollessa vakio, voidaan viruma ilmoittaa kaavalla 2.4.20. (Brinkgreve 2002)

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad (2.4.20)$$

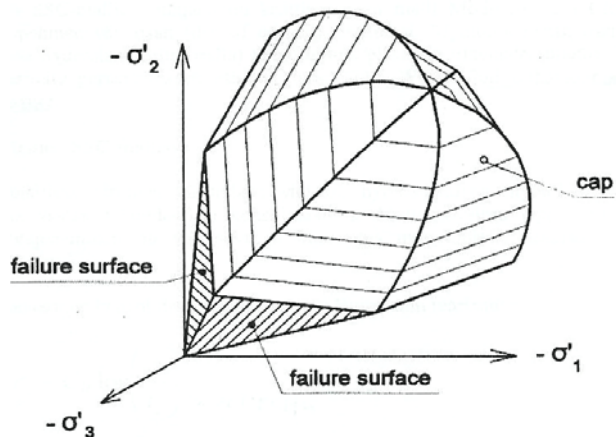
$\varepsilon_c$  on muodonmuutos primaarisen konsolidaation lopussa

$t$  aika kuormituksen alusta

$t_c$  aika primaarisen konsolidaation lopussa

$C_B$  sekundaaripainuman kerroin

SSC malli soveltuu parhaiten käytettäväksi tilanteeseen, jossa kuormitus kasvaa monotonisesti ja hydrostaattinen myötölujeneminen on vallitsevaa. Käytännössä standardi ödometrikokeessa primaariseen konsolidaatioon menee lyhyt aika verrattaessa sekundaariseen konsolidaatioon. Primaarisen konsolidaation ajan  $t_c$  ja parametrin  $C_B$  määrittämiseen voidaan käyttää ödometrikokeen tuloksista saatuja kuvaajia. Pääjännityskoordinaatistossa muodostaa myötöpinta ”tötterömäisen” kuvaajan, jossa murtopinta on paikallaan ja myötölujeneva cap-osa pystyy laajenemaan (kuva 24). (Brinkgreve 2002)



Kuva 23: *Soft-Soil-Creep* mallin myötöpinta pääjännityskoordinaatistossa. (Brinkgreve 2002)

Lähtöparametreina SSC:ssä tarvitaan: Mohr-Coulombin murtotilaparametrit  $c$ ,  $\phi$  ja  $\psi$ , muodonmuutosparametrit  $\kappa^*$ ,  $\lambda^*$  ja  $\mu^*$ . Laskentaparametrien määrittämisestä käsitellään kappaleessa 3.2.

## 3 Laskentaparametrien määrittäminen

### 3.1 Tutkimuskohteet

Vakavuusanalyysi suoritettiin kahdessa eri paikassa Toijala-Turku rataosuudella. Kohteet valittiin alustavien vakavuuslaskelmien ja maasta aikaisemmin otettujen häiriintymättömien näytteiden perusteella. Häiriintymättömät näytteet otettiin vuonna 2006 syksyllä ja TKK:n pohjarakennuslaboratoriosta niitä löytyi yhteensä 5 kpl. Saatavissa olevista näytteistä valittiin kaksi toisistaan poikkeavaa ratapoikkileikkausta. Molemmat kohteet sijaitsevat Turun päässä toinen Kärämäessä km 271+560 ja toinen Piipanojassa km 269+640. Radalla aiemmin tehdyt Oy VR-rata Ab:n siipikairaukset osoittivat pientä suljettua leikkauslujuutta kummassakin paikassa. Alustavissa liukupintamenetelmiin perustuvissa laskelmissa varmuudet jäivät vastaavasti pieniksi.

Piipanojassa sijaitsevassa kohteesta on häiriintymätön näyte otettu -12 m radan keskilinjasta vasemmalle (Toijalasta Turkuun mentäessä). Otetun näytteen syvyys oli 6,3 m. Suoritettujen maatulokaluotauksien mukaan ratapenger on noin 2,2 m korkea ja laskee molemminpuolin syviin avo-ojiin. Maanpinta laskee oikealla puolella ratapengertä loivaa rinnettä alas avo-ojaan. Ratapenkereen vasemmallapuolella maanpinta on kohtalaisen tasaista. Ratapenkereen alla on savea n. 11...15 m. Tarkempia kerrosjakoja on käsitelty vakavuuslaskennan mallinnuksen yhteydessä.

Kärämäen tutkimuskohteessa häiriintymätön näyte on otettu +6 m ratapenkereen sivusta keskilinjan oikealta puolelta. Näytteenottosyvyys on noin 7 m maanpinnasta. Maatulokaluotauksen mukaan ratapenger on noin 2,3 m korkea. Ratapenger sijaitsee sivukaltevassa maastossa. Oikealla puolella on hiekkatie, josta maanpinta laskee avo-ojaan. Radan vasemalla puolella on vanha maantie, jonka jälkeen maanpinta laskee todella pitkään ja jyrkästi Vähäjokeen. Kärämäen tutkimustietoja täydennettiin myöhemmin neljällä siipikairauksella, yhdellä painokairauksella ja yhdellä häiriintymättömällä näytteellä. Täydentävien tutkimuksien tulokset on esitetty muiden tuloksien yhteydessä. Lisäkairaukset suoritti Destia Oy.

Tutkimuskohteiden näytteille tehtiin laskentaparametrien määrittämiseen tarvittavat kokeet TKK:n pohjarakennuslaboratoriossa. Pysähtyneen tavarajunan aiheuttaman huokosveden ylipaineen mittaamista varten asennettiin Piipanojaan huokospainemittarit.

## **3.2 Laboratoriokokeet**

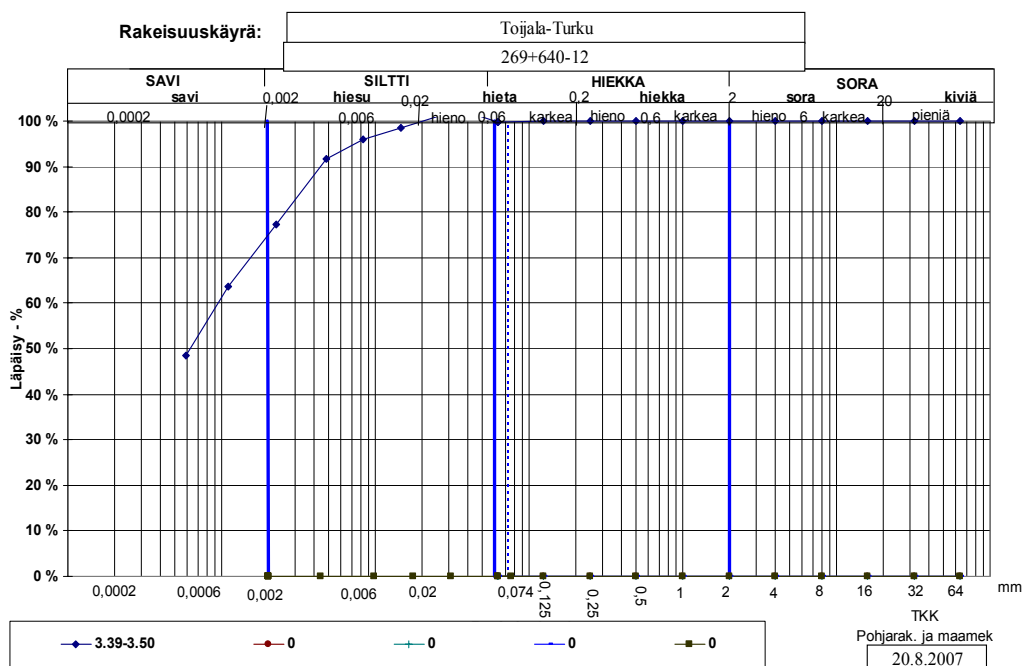
### **3.2.1 Luokituskokeet**

Luokituskokeiden avulla pyrittiin selvittämään koesyvytydet ödometri - ja kolmiakσιαalikokeita varten. Kokeiden suorittamisessa noudatettiin Geotekniset laboratorio-ohjeet (GLO-85) julkaisua, joka vastaa SFS-käsikirjaa 179-2.

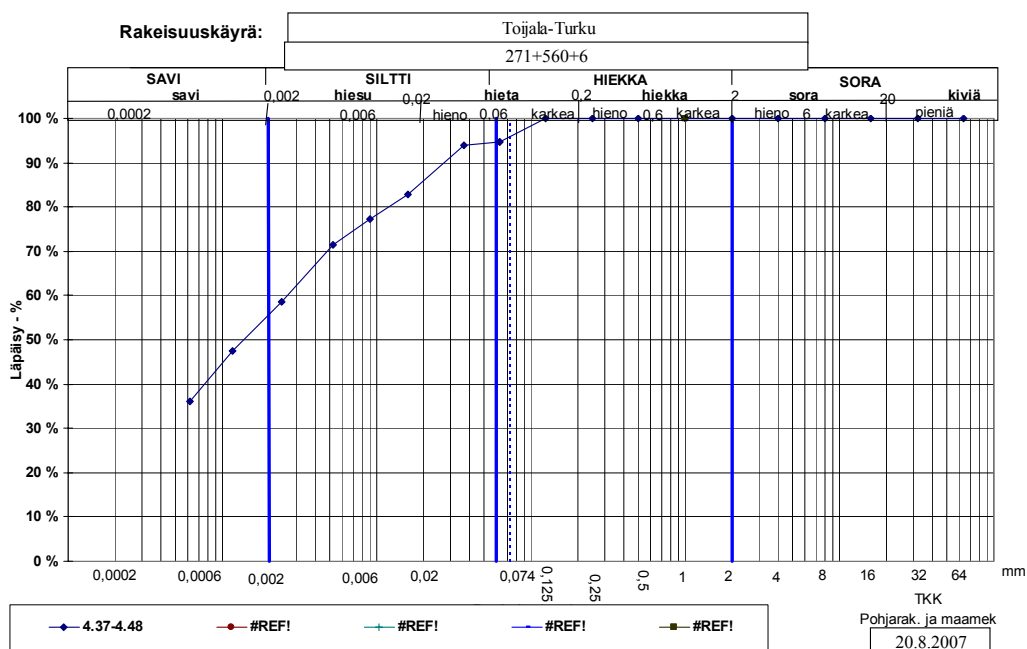
Pääsääntöisesti häiriintymättömistä näytteistä määritettiin vesipitoisuus  $w$ , tilavuuspaino  $\gamma$ , hienousluku  $F$ , suljettu leikkauslujuus  $s_k$  ja sensitiivisyys  $S_t$ . Lisäksi molemmista tutkimuskohteista määritettiin yhdeltä syvyydeltä kiintotiheys  $\rho_s$ , rakeisuus ja humuspitoisuus. VR-rata Oy:n toimeksiannosta osalle näyteputkista oli aiemmin tehty vesipitoisuuden ja kartiokokeella saatavan suljetun leikkauslujuuden määrittäminen. Yhteensä luokitusominaisuuksia on tutkittu noin 3 näyteputkea/m. Destian suorittamista lisätutkimuksista määritettiin vesipitoisuudet  $w$ , tiheydet ja suljetut leikkauslujuudet.

### **3.2.2 Luokituskokeiden tulokset**

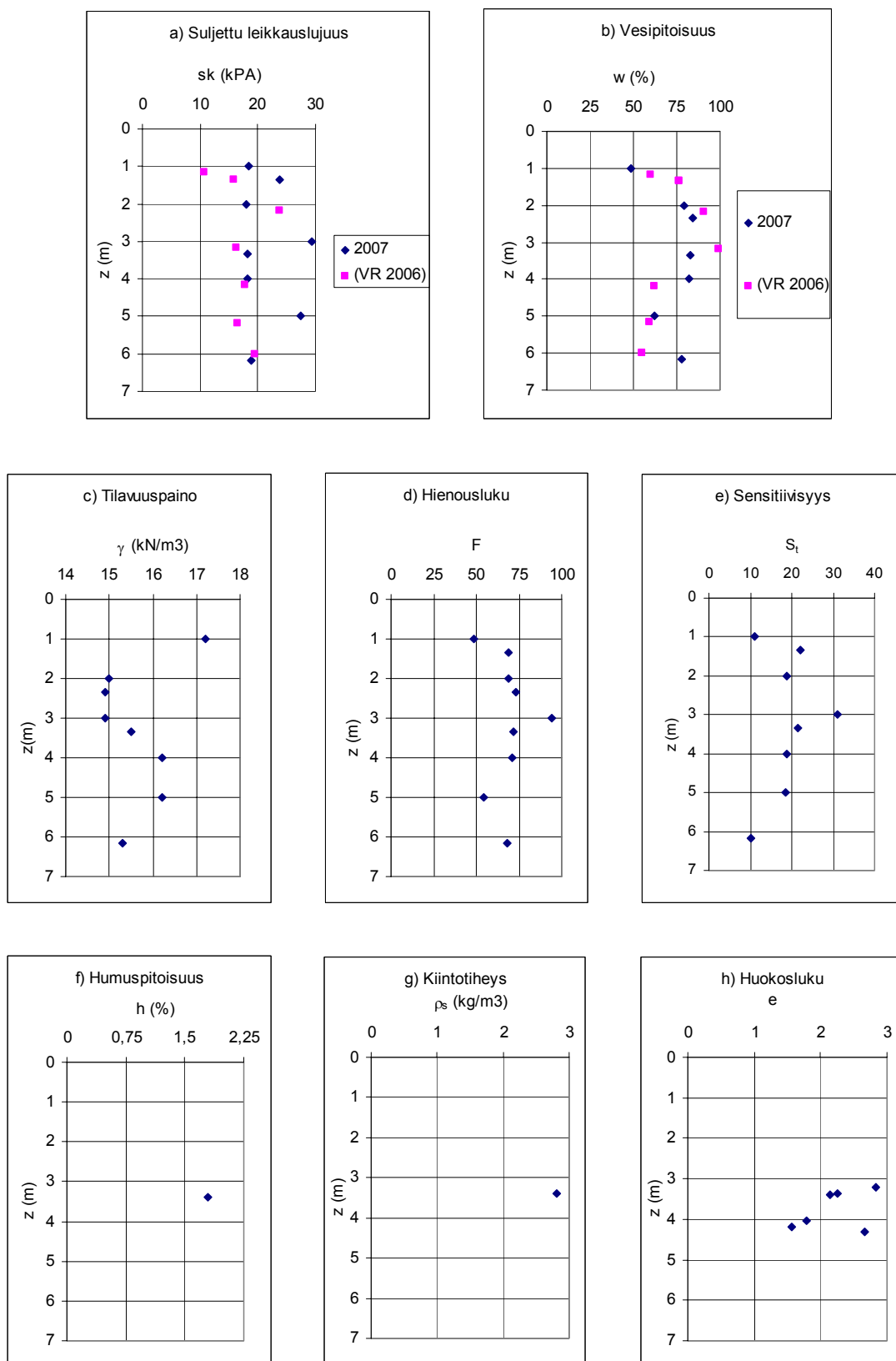
Piipanojassa sijaitsevan tutkimuskohteen rakeisuuskäyrä ja muut luokituskokeiden tulokset on esitetty kuvissa 24 ja 26. Vastaavat tulokset Kärämäellä sijaitsevalle kohteelle ilmenevät kuvista 25 ja 27. Molemmista tutkimuskohteista määritettiin rakeisuus pehmeimmistä savikerroksista. Yhdeltä näytesyvydeltä määritetyt savipitoisuudet olivat molemmissa kohteissa yli 50 %. Savipitoisuuden ja muiden luokituskokeiden perusteella, kuivakuorikerroksen alapuolinen savikerros todettiin lihavaksi saveksi (liSa).



Kuva 24: Ratakilometrin 269+640 rakeisuuskäyrä näytesyvyydeltä 3,39-3,60 m. Näytteen savipitoisuus on 75 %.

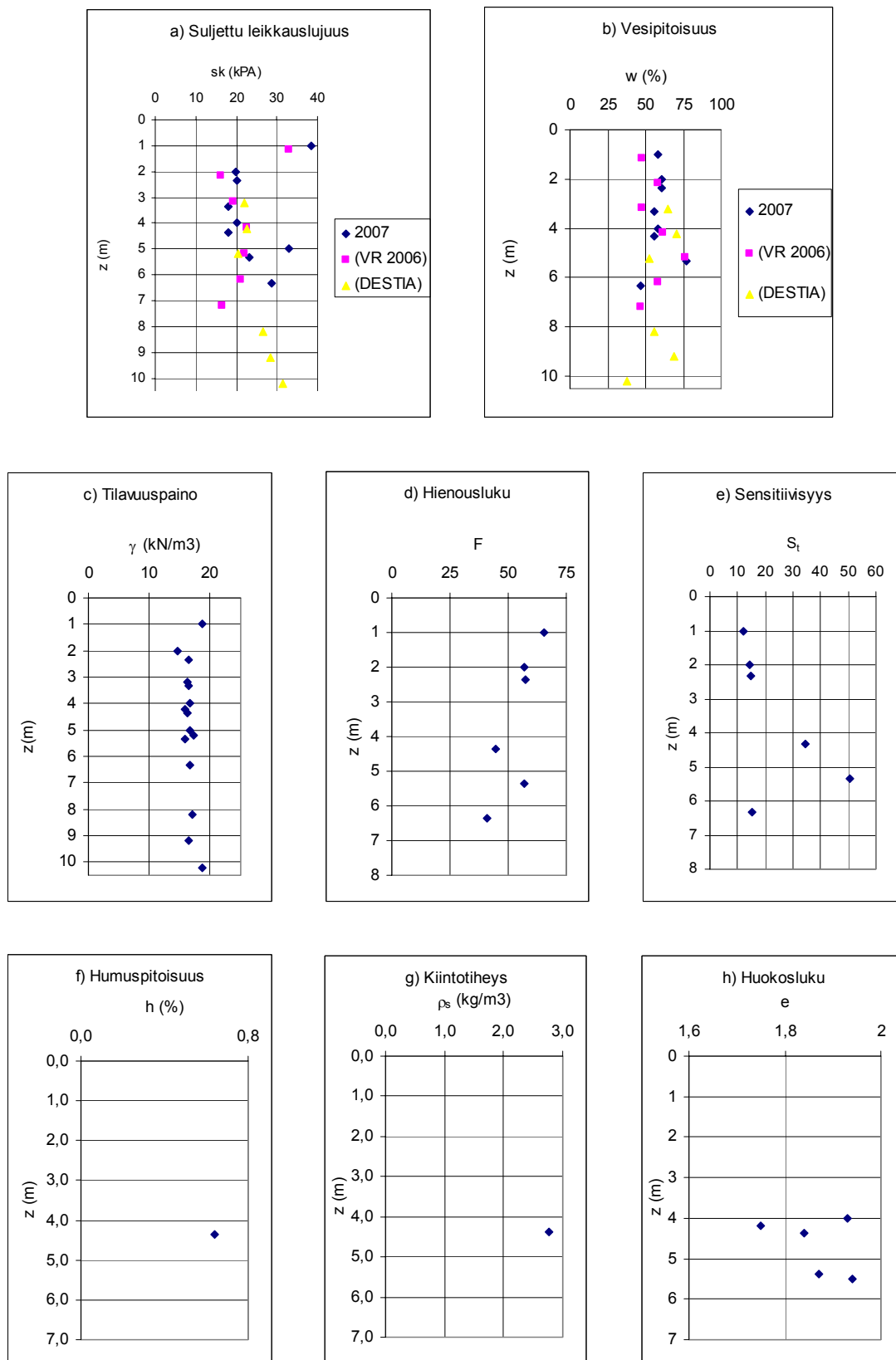


Kuva 25: Ratakilometrin 271+560 rakeisuuskäyrä näytesyvyydeltä 4,37-4,48 m. Näytteen savipitoisuus 56 %.



Kuva 26: Piipanojan luokituskokeet





Kuva 27: Kärsämäen luokituskokeet

### 3.2.2 Ödometrikokeet

#### 3.2.2.1 Koejärjestelyt

Ödometrikokeilla pyrittiin ensisijaisesti selvittämään esikonsolidaatiojännitys. Esikonsolidaatiojännityksen määrittämisellä voidaan varmistaa, että kolmiakσιαalikokeet tehdään oikealla jännitysalueella. Lisäksi kokeiden tuloksista saadaan painumaparametrit määritettyä. Portaittaisia ödometrikokeita tehtiin yhteensä 2 kpl molemmista tutkimuskohteista. Jokaisesta näytteestä määritettiin tilavuuspaino ja vesipitoisuus ennen koetta ja vesipitoisuus kokeen jälkeen. Portaittaisessa ödometrikokeessa näytettä kuormitetaan pystysuunnassa portaittain jännitystä lisäämällä. Metallirengas, jonka sisällä näyte on estää sivusuuntaisen liikkeen. Näytteen kokoonpuristuessa vesi poistuu näytteen ylä- ja alapuolella olevien huokoskivien kautta. Ödometrikokeen olosuhteet vastaavat yksisuuntaista konsolidaatioteoriaa. Kaikissa kokeissa käytettiin rengaskokona  $d=4,2$  cm ja  $h=1,5$  cm. Lyhytaikaisissa kokeissa kuormitusportaita oli yhteensä 8. Alle vallitsevan jännityksen olevat kuormitusportaat kuormitettiin laitteen latauspaivänä. Näille portaille kuormitusaika vaihteli 15'...1h. Ödometrikokeiden neljäs kuormitusporras valittiin lähelle vallitsevaa jännitystä. Tästä kuormitusportaasta eteenpäin käytettiin kuormitusaikana vähintään 24 h. Viimeisen kuormitusportaan jälkeen tehtiin palautus. Palautusvaihe suoritettiin nopeasti, siten että vallitsevaan jännitykseen asti otettiin kuormat pois 1'...1h välein. Palautusvaiheen jälkeen tehtiin toistokuormitus, jossa käytettiin 30'...1h kuormitusaikaa. Lopuksi suoritettiin vielä pikapalautus 15'' kuormitusajalla, jonka jälkeen koe lopetettiin. Kolmen lyhytaikaisen kokeen lisäksi tehtiin yksi pitkäaikainen ödometrikoe, jossa kuormitusportaita oli yhteensä 9. Pitkäaikaisen ödometrikokeen koejärjestelyt olivat neljänteen kuormitusportaaseen asti samat kuin lyhytaikaisessa kokeessa. Neljännessä kuormitusportaasta alkaen kuormitusajat vaihtelivat 4 d...21 d. Palautusvaihe ja toistokuormitus tehtiin samoilla periaatteilla kuin lyhytaikaisessa ödometrikokeessa.

### 3.2.2.2 Ödometrikokeen tuloksista määritettävät laskentaparametrit

Ödometrikokeiden tuloksista laskettiin esikonsolidaatiojännitys  $\sigma_c$  ja painumaparametri vanhalla Dos-ohjelmalla TAMO. Ohjelmaan syötettiin kuormitusportaittain Taylorin  $U=100\%$  vastaavat jännitys-muodonmuutos parit sekä ensi - että toistokuormitusvaiheesta. Tuloksena saatiin pistejoukkoon pienimmän neliösumman mukaan sovitettu käyrä, jonka avulla määritettiin esikonsolidaatiojännitys (kuva 28). Käyrän sovituksessa käytettiin kaavan 3.2.1 mukaista potenssifunktiota, josta jännityseksponenttia  $\beta$  iteroimalla saatiin moduuliluku  $m$  ratkaistua.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= \frac{1}{m\beta} \cdot \left( \frac{\sigma}{\sigma_v} \right)^\beta + C, \beta \neq 0 \\ \varepsilon &= \frac{1}{m} \cdot \ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_c} \right) + C, \beta = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.2.1)$$

$\varepsilon$  on suhteellinen kokoonpuristuma

$m$  moduuliluku

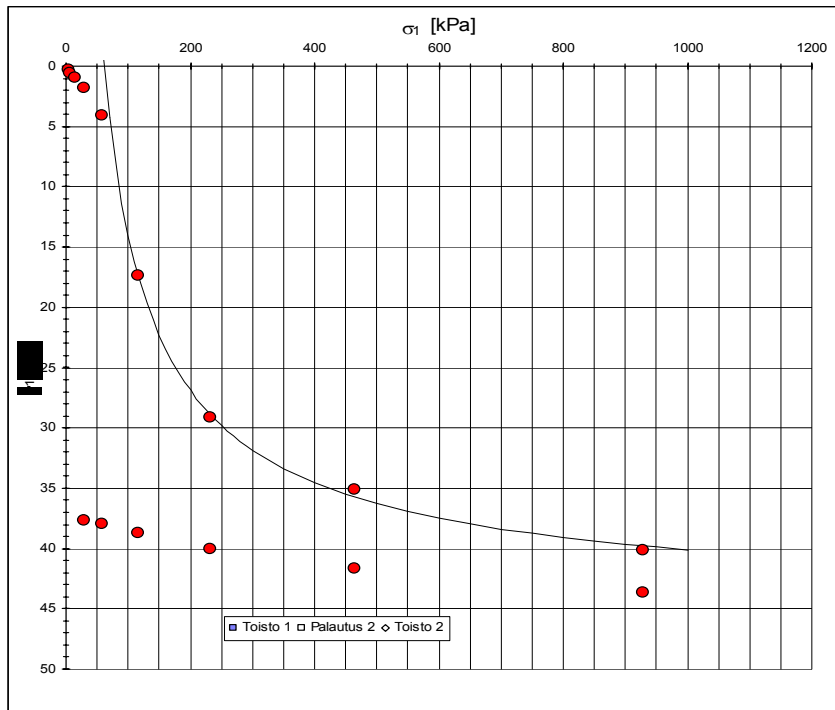
$\beta$  jännityseksponentti

$\sigma$  pystysuora jännitys

$\sigma_v$  vertailujännitys (=100kPa)

$\sigma_c$  esikonsolidaatiojännitys

$C$  koekohtainen integroimisvakio



Kuva 28: Esikonsolidaatiojännityksen määrittäminen. Esikonsolidaatiojännitys löydyy ensimmäisen kuormitusportaiden mukaan sovitettua suoraa ja kuvassa näkyvää potenssikäyrän leikkauskohdasta.

Tangenttimoduuli  $M_t$  voidaan määrittää kaavalla 3.2.2, kun painumaparametrit  $m$  ja  $\beta$  tunnetaan. Muut merkinnät ovat samoja kuin kaavassa 3.2.1.

$$M_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = m \sigma_v \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (3.2.2)$$

Hardening Soil mallin parametri  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  määritettiin tangenttimoduulimenetelmällä referenssipaineen  $\sigma_1$  ollessa 100 kPa (kuva 28). Tällöin tangenttimoduulin kaava 3.2.3 saa muodon.

$$M_t = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = m \sigma_v \quad (3.2.3)$$

Kimmomoduulin  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  määrittäminen riippuu täysin ödometrikokeen tuloksista piirretystä jännitys-muodonmuutos kuvaajasta. Ei ole suositeltavaa yrittää sovittaa kokeesta saatavien pisteiden kautta mielivaltaista käyrää, jolle ei ole määritetty matemaattista funktiota. Sopivaksi funktioksi kuvaamaan ödometrikokeen  $\varepsilon$ - $\sigma$  riippuvuutta, on todettu kaavan 3.2.1 potenssifunktio.

Jokaisesta ödometrikokeesta ratkaistiin konsolidaatiokerroin Taylorin ja Casagranden menetelmillä. Konsolidaatiokertoimien avulla selvitettiin vedenläpäisevyyskerroin jännitysportaittain yksinkertaisesti kaavalla 3.2.4.

$$k_y = \frac{c_v}{M} \quad (3.2.4)$$

$k_y$  on vedenläpäisevyyskerroin pystysuuntaan

$c_v$  konsolidaatiokerroin

$M$  kokoonpuristuvuusmoduuli

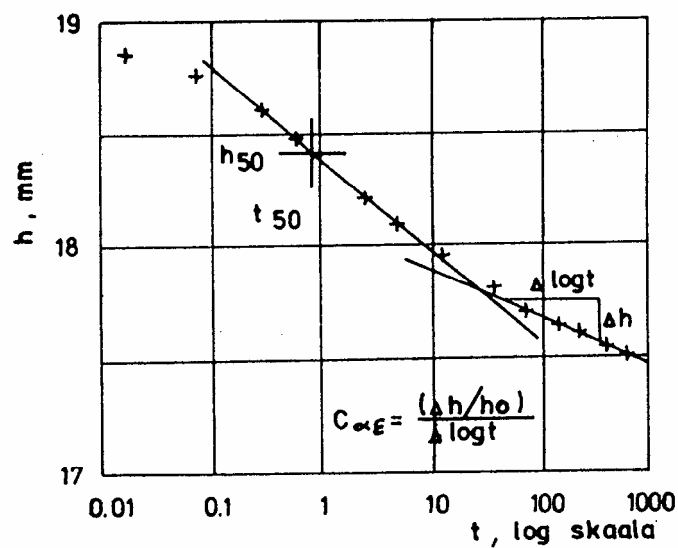
Sekundaaripainuman aikakerroin  $C_B$  määritettiin Casagranden menetelmän aika – painumakuvaajan loppuosaan sovitetusta suorasta seuraavasti.

$$C_B = \frac{\left( \frac{\Delta h}{h_0} \right)}{\Delta \log t} \quad (3.2.5)$$

$\Delta h$  on korkeuden pystymuutos ajanhetkestä  $t_1$  hetkeen  $t_2$

$h_0$  näytteen korkeus alussa

$\Delta \log t$  logaritminen aikaväli  $t_1 \rightarrow t_2$



Kuva 29: Sekundaarisen aikakertoimen  $C_B$  määrittäminen portaittaisen ödometrikokeen tuloksista. (Tielaitos, 1994)

SSC mallissa käytettävä virumaindeksi laskettiin sekundaarisen aikakertoimen avulla.

$$\mu^* = \frac{C_B}{\ln 10} \quad (3.2.6)$$

$\mu^*$  on virumaindeksi

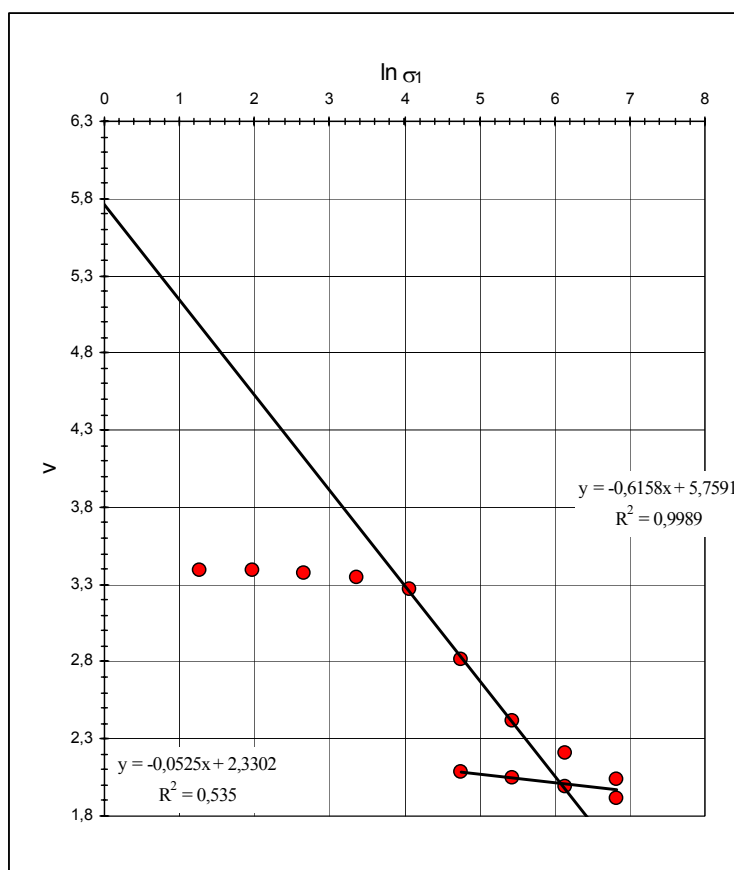
$C_B$  sekundaaripainuman kerroin

Ödometrikokeen tuloksista piirrettiin pisteparit  $\ln \sigma' - v$  koordinaatistoon (kuva 30). Normaalistikonsolidoituneelle alueelle sovitettiin suora, jonka kulmakerroin vastaa kriittisen tilan parametria  $\lambda$ . Toistokuormitus pisteille sovitettiin vastaavasti suora, jonka kulmakerroin vastaa kriittisen tilan parametria  $\kappa$ . SSC mallin muunneltu kokoonpuristuvuusindeksi  $\lambda^*$  ja muunneltu paisumaindeksi  $\kappa^*$  ratkaistaan kaavoilla 3.2.7 ja 3.2.8.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \quad (3.2.7)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \quad (3.2.8)$$

$e_0$  on alkuhuokosluku



Kuva 30:  $\lambda$  ja  $\kappa$  määrittäminen portaittaisen ödometrikokeen tuloksesta

### 3.2.3 Kolmiaksiaalikoheet

#### 3.2.3.1 Koejärjestelyt

Vakavuuden kannalta tärkeimmät tehokkaat murtotilan parametrit  $c'$  ja  $\phi'$  saadaan määritettyä kolmiaksiaalikokeilla. Diplomityössä molemmille laskentapoikkileikkauksille tehtiin neljä koetta, joista kolme anisotrooppisesti konsolidoituna suljettuna kokeena (CAUC) ja yksi vastaavana avoimena kokeena (CADC). Lisätutkimusten yhteydessä tehtiin Kärämäen (km 271+560) kohteelle myöhemmin kaksi CAUC – sarjaa lisää. Luokitusominaisuuksien ja siipikairausten perusteella, valittiin mahdollisimman homogeeniset häiriintymättömät näytteet. Näytekokona käytettiin  $d=5$  cm ja  $h=10$  cm.

Kolmiaksiaalikoe koostuu konsolidaatio- ja leikkausvaiheesta. Konsolidointivaiheen tarkoituksena on saattaa näyte vastaamaan maassa vallitsevaa jännitystilaa. Vallitseva jännitys tietyllä syvyydellä laskettiin ennen penkereen rakentamista ja penkereen rakentamisen jälkeen. Vallitsevan jännityksen ja ödometrikokeiden perusteella saadun esikonsolidaatiojännityksen avulla valittiin kokeille sopivat sellipaineet. Kaikille näytteille tehtiin anisotrooppinen konsolidointi portaittain, käyttämällä vakiojännityssuhdetta  $K_0=0,8$ . Tällä varmistettiin, ettei näytettä konsolidoitu liian lähelle murtoa. Konsolidointiaika oli noin yksi vuorokausi. Kolmiaksiaalikoeteissa seurattiin konsolidoinnin aikana näytteen painumaa ja näytteestä poistuvaa veden määrää.

Konsolidoinnin jälkeen alkoi näytteen leikkaus. Suljetuissa kokeissa estettiin veden poistuminen näytteestä sulkemalla byretit. Näin ollen näytteen tilavuus ei muuttunut leikkauksen aikana. Kokeiden aikana seurattiin huokosvedenpainetta, painumaa ja pystysuuntaisen voiman kasvua. Suljetuissa kokeissa leikkausnopeutena käytettiin 1,2mm/h, joka vastasi noin 1,2 %/h muodonmuutosta näytteen alkuperäiseen tilaan verrattuna. Suljettujen kokeiden leikkausta jatkettiin noin 6...9% muodonmuutostasoille.

Avoimien kokeiden tarkoituksena oli selvittää Plaxis-ohjelman HS mallin lähtötietoina tarvitsemat kimmotilan parametrit  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  ja  $v$ . Avoimessa kokeessa vesi pääsee poistumaan näytteestä, eikä huokosvedenpainetta synny. Näytteen tilavuuden muutosta seurattiin näytteestä byrettiin poistuneen vesimäärän avulla.

Samalla seurattiin näytteen painumaa ja pystysuuntaisen voiman kasvua. Ensimmäisen päivän aikana leikkausnopeutena käytettiin aluksi hitaampaa nopeutta 0,12mm/h. Seuraavana päivänä laite pysäytettiin hetkeksi ja leikkausnopeus säädettiin nopeammaksi 1,2mm/h. Tätä nopeutta käytettiin palautukseen, jonka aikana pystyvoiman arvo annettiin laskea takaisin alkulukemiin. Tämän jälkeen laite pysäytettiin jälleen, jonka jälkeen näytettä alettiin kuormittaa uudestaan hitaammalla nopeudella. Leikkausta jatkettiin 11 - 12 % muodonmuutostasoiille asti.

### 3.2.3.2 Kolmiaksiaalikoikeista määritettävät parametrit

Stabilitettilaskelmien kannalta tärkeimmät kolmiaksiaalikoikeesta saatavat parametrit ovat tehokkaat leikkauslujuusparametrit  $c'$  ja  $\phi'$ . Parametrit määritetään kolmiaksiaalikoikeesta saatavan jännityspolkukuvaajaan  $p'$ - $q$  sekä muodonmuutoskuvaajan  $\varepsilon_1$ - $q$ , $u$  avulla. Lujuusparametrien määrittämiseen tarvitaan pääsääntöisesti kolme leikkausta eri sellipaineilla (RHK, 2006).

Leikkausjännityksen maksimikohta on suuremmilla sellipaineilla usein suurempien muodonmuutosten kohdalla kuin pienillä sellipaineilla (kuvat 33, 35 ja 37). Tästä syystä tarkastelut vakio muodonmuutostasolla eivät usein onnistu.

Diplomityössä tehokkaat leikkauslujuusparametrit määritettiin  $p'$ - $q$  kuvaajaan piirretyn murtosuoran ja huokospainerajan kulmakertoimen avulla (kuvat 32, 34 ja 36). Tehokkaita parametreja  $c'$  ja  $\phi'$  ei saa määrittää  $K_0$ -tilan alapuolelta. Lisäksi CAUC -kokeissa muodonmuutoksia tulisi tarkastella vasta  $K_0$ -tilan jälkeen. Jokaista suoritettavaa kolmiaksiaalikoetta on tarkkailtava leikkauksen aikana, jotta mahdollinen murtokohta havaittaisiin. Tarkin tapa parametrien määrittämiseen olisi tehdä  $K_0$  - konsolidoitukoe, jossa näytteen muodonmuutoskäyttäytymistä ohjataan (Karstunen & al.).

Tehokkaat parametrit saadaan määritettyä kaavojen 3.2.9 ja 3.2.10 avulla.

$$\sin \phi' = (3k_1 / (6 + k_1)) \quad (3.2.9)$$

$k_1$  on valitun murtosuoran kulmakerroin

$$c' = q_0 \cdot \frac{(3 - \sin \phi')}{(6 \cdot \cos \phi')} \quad (3.2.10)$$

$q_0$  on y-akselin ja valitun murtosuoran leikkauspiste



Avoimien kolmiaksiaalikokeiden puuttuessa voidaan kriittisen tilan kitkakulma määrittää  $\varphi'_c$  kaavalla 3.2.9, kun vedetään suora origosta suurimmalla sellipaineella tehdyn kokeen murtokohtaan. Näin määritetyn suoran kulmakerrointa merkitään  $k_1$  sijasta  $M$  tunnuksella. Kitkakulmaa  $\varphi'_c$  voidaan käyttää lepopainetilan arvioimiseen. Lepopainekerroin  $K_0$  määritetään Jakyn kaavalla.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'_c \quad (3.2.11)$$

Dilataatiokulmaa  $\psi$  arvioidaan kaavalla 3.2.12. Savelle kulman arvo on lähellä nollaa.

$$\psi = \varphi' - 30^\circ \quad (3.2.12)$$

Poissonin luku lasketaan avoimista kolmiaksiaalikokeista seuraavasti

$$\nu = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_v}{2 \cdot \varepsilon_1} \quad (3.2.13)$$

$\varepsilon_1$  on avoimesta kolmiaksiaalikokeesta mitattu suhteellinen pystymuodonmuutos

$\varepsilon_v$  avoimesta kolmiaksiaalikokeesta mitattu suhteellinen tilavuudenmuutos

Kimmomoduuli  $E_{ur}^{ref}$  lasketaan sekanttimoduulina avoimen kolmiaksiaalikokeen palautus-toistokuormitus vaiheesta  $q - \varepsilon$  kuvaajasta (kuva 31). Sellipaineena käytetään referenssipainetta  $p^{ref}=100$  kPa vastaavaa arvoa.

$$E_{ur}^{ref} = \frac{q_1 - q_0}{\varepsilon_1 - \varepsilon_0} \quad (3.2.14)$$

$q_1$  on palautus-toistokuormitus ”silmukan” leikkauskohta (kuva 31)

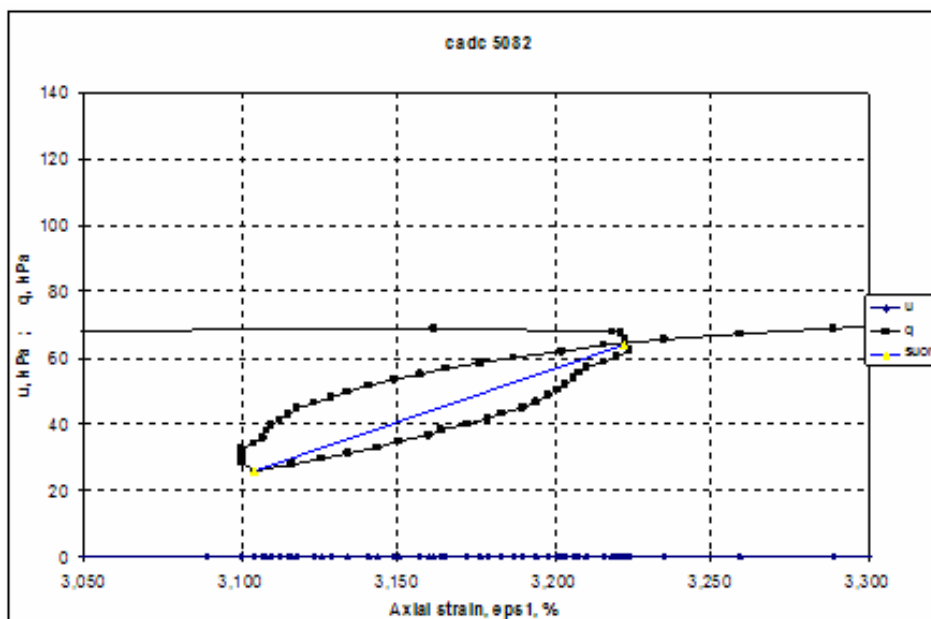
$q_0$  palautus-toistokuormitus ”silmukan” minimiarvo

$\varepsilon_1$  suhteellinen pystymuodonmuutos leikkauskohdassa

$\varepsilon_0$  suhteellinen pystymuodonmuutos silmukan alimmassa kohdassa

Kimmomoduulit  $E_{50}^{ref}$  ja  $E_{ur}^{ref}$  oletetaan Plaxis-ohjelmassa noudattavan kaavaa 3.2.15.

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \quad (3.2.15)$$

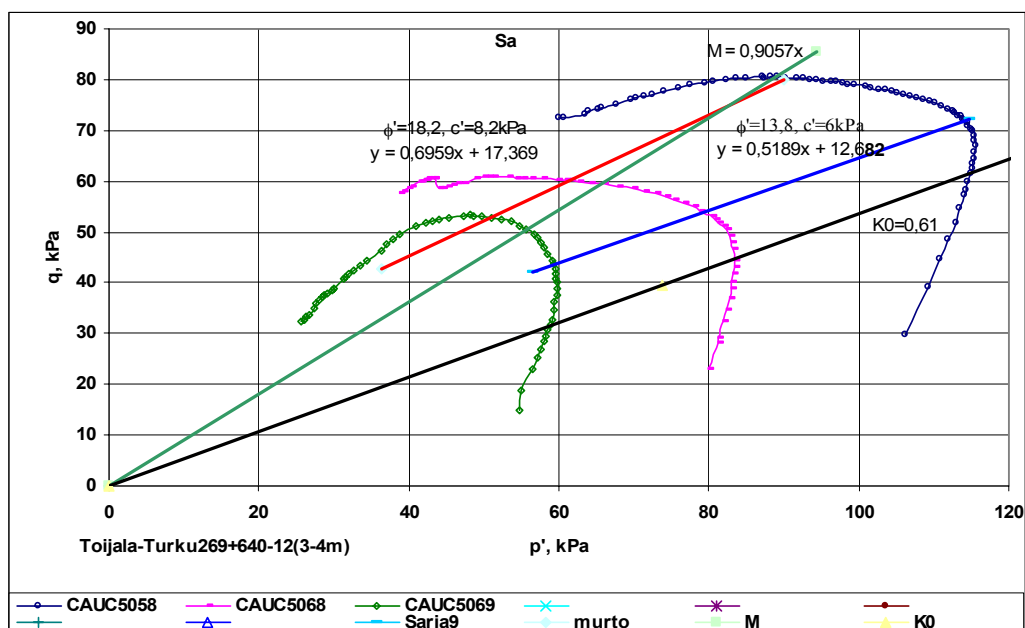


Kuva 31:  $E_{ur}^{ref}$  määrittäminen sekanttimoduulin avulla avoimen kolmiaksiaalikokeen palautus-toisto silmukasta.

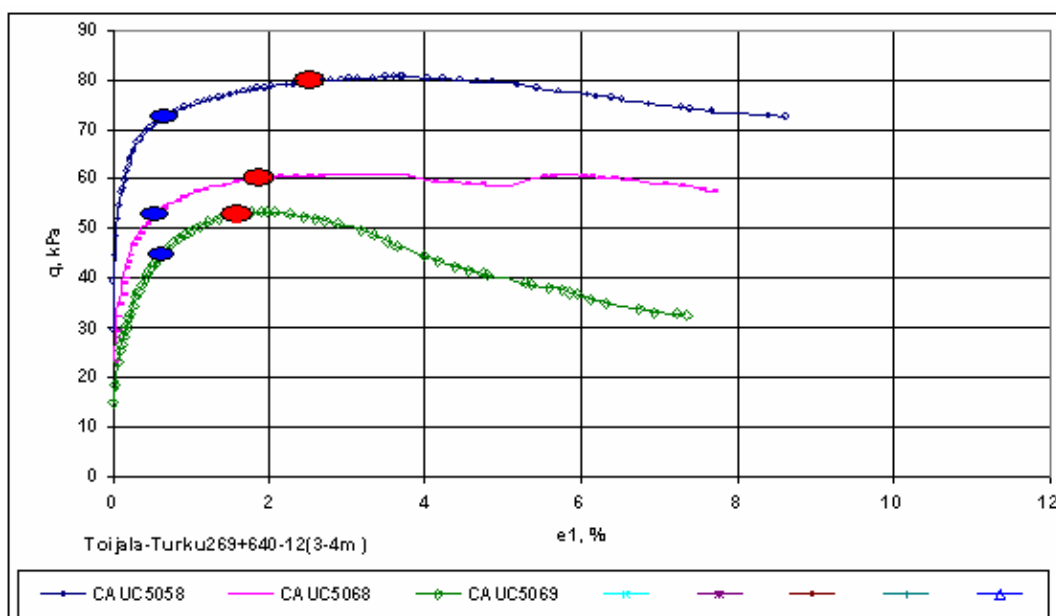
### 3.2.4 Määritetyt tehokkaat lujuusparametrit

Kolmiaksiaalikoesarjoille määritettiin tehokkaat parametrit  $c'$  ja  $\phi'$ .

Piipanojan kohteelle syvyydeltä 3-4 m tehdyn kolmiaksiaalikoesarjan tulokset on esitetty kuvissa 32 ja 33. Koesarjassa käytetyt sellipaineet olivat 50 kPa, 75 kPa ja 100 kPa. Kuvasta 32 havaitaan, että tulokset asettuvat pääosin samalle murtosuoralle vastaten koheesion arvoa  $c'=8,2$  kPa ja kitkakulman arvoa  $\phi'=18,2^\circ$ . Huokospaineraja ei ole yhtä selkeästi havaittavissa, sillä leikkausjännityksen arvo kasvaa jonkin verran muodonmuutosten lisääntyessä (kuva 33). Kuvan 32 huokospainerajaa vastaa koheesion arvo  $c'=6$  kPa ja kitkakulman arvo  $\phi'=13,8^\circ$ . Lepotilaksi määritettiin  $K_0=0,61$ .



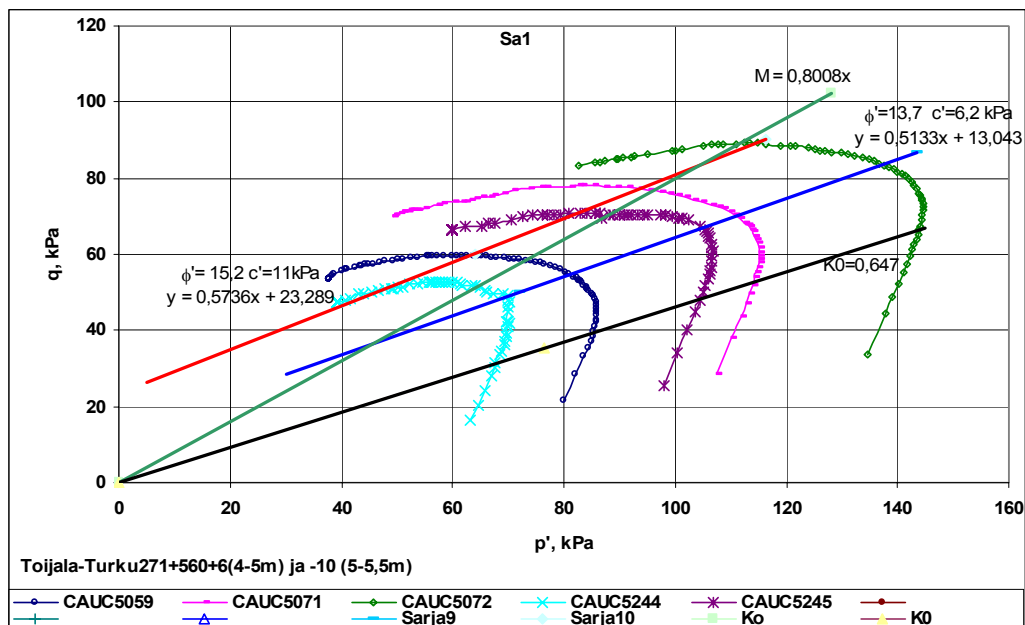
Kuva 32: Piipanojan tehokkaiden parametrien määrittäminen. Sininen viiva kuvaa huokospainerajaa, punainen murtosuoraa, vihreä kriittisen tilan suoraa ja musta  $K_0$ -tilaa.



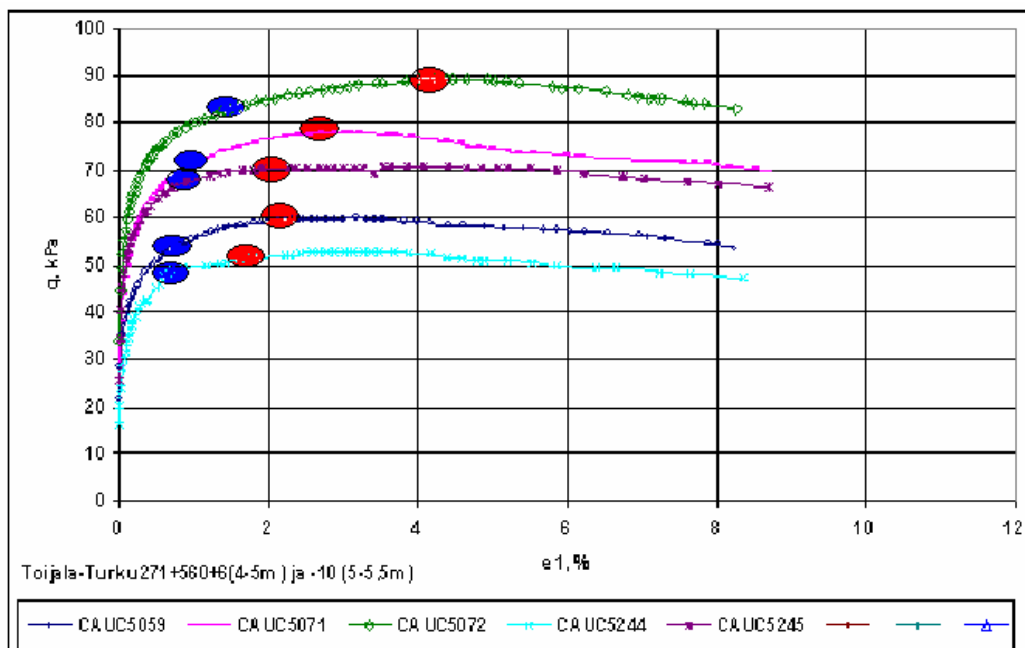
Kuva 33: Huokospainerajan (sininen) ja murtosuoran (punainen) sijoittuminen  $q$ - $\varepsilon$ -koordinaatistossa. Huokospaineraja sijoittuu pisteeseen, jossa plastiset muodonmuutokset alkavat kasvaa. Leikkausjännityksien arvot kasvavat vielä valittujen huokospaineraja pisteiden jälkeen. Murtosuoraa vastaavat pisteet sijoittuvat leikkausjännityksen maksimikohtaan.

Kärsämäen kohteelle tehtiin lisätutkimuksineen yhteensä 3 kolmiakσιαalikoesarjaa. Kaksi koesarjaa suoritettiin samasta geoteknisestä kerroksesta eri puolilta rataa. Näiden kahden koesarjan tulokset on esitetty kuvassa 34. Ensimmäiselle savikerrokselle (savi 1) tehdyille koesarjoille käytettiin 60 kPa, 75 kPa, 90 kPa, 100 kPa ja 125 kPa sellipaineita. Kuvan 32 jännityspolut sopivat erittäin hyvin yhteen. Tulokset asettuvat pääosin samalle murtosuoralle vastaten koheesion arvoa  $c' = 11$

kPa ja kitkakulman arvoa  $\phi' = 15,2^\circ$ . Huokospaineraja ei ole yhtä selkeästi havaittavissa, sillä jälleen leikkausjännityksen arvo kasvaa jonkin verran muodonmuutosten lisääntyessä (kuva 35). Kuvan 34 huokospainerajaa vastaa koheesion arvo  $c' = 6,2$  kPa ja kitkakulman arvo  $\phi' = 13,7^\circ$ . Lepotilaksi määritettiin  $K_0 = 0,65$ .

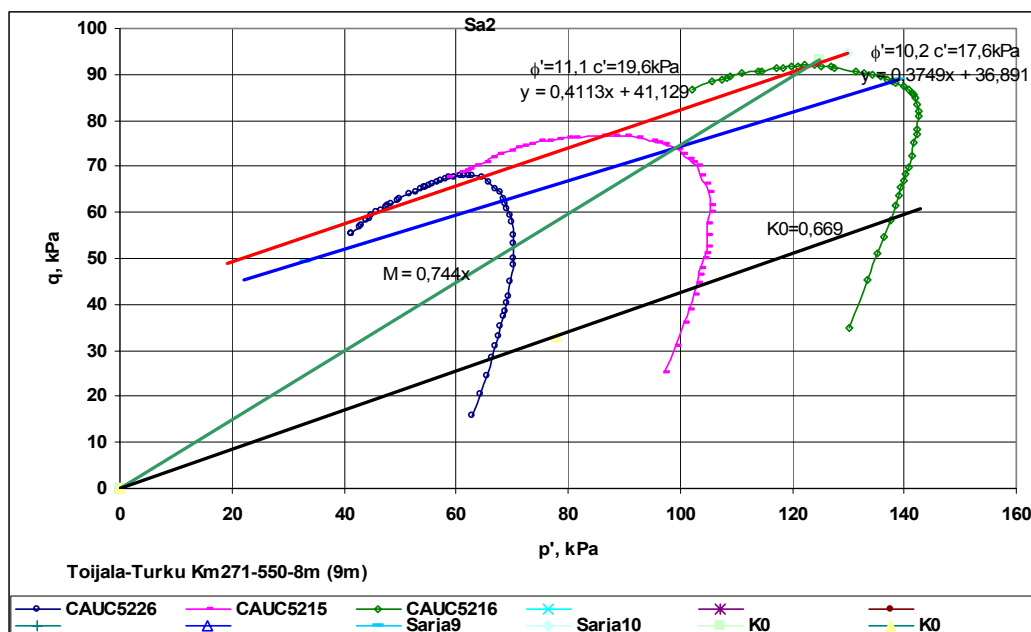


Kuva 34: Kärsmäen ensimmäisen savikerroksen (savi 1) tehokkaiden parametrien määrittäminen. Sininen viiva kuvaa huokospainerajaa, punainen murtosuoraa, vihreä kriittisen tilan suoraa ja musta  $K_0$ -tilaa.

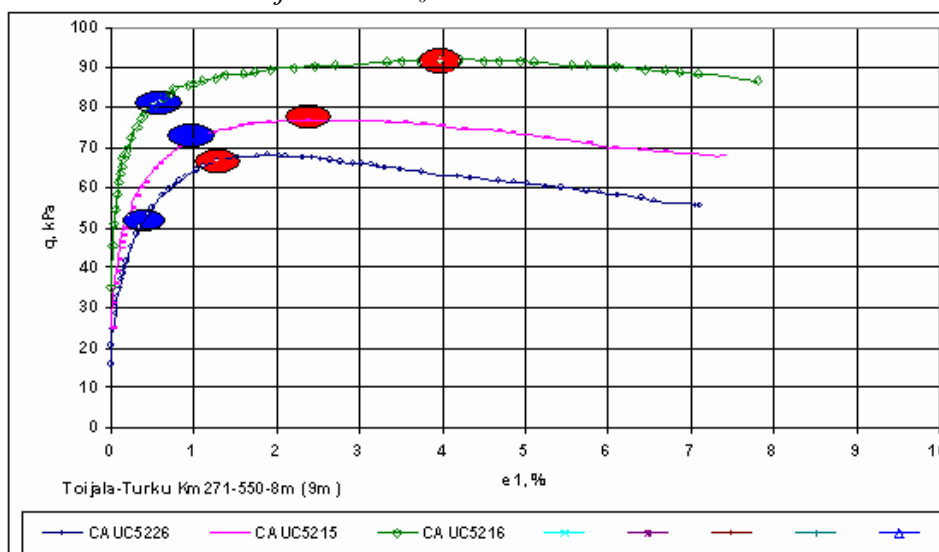


Kuva 35: Huokospainerajan (sininen) ja murtosuoran (punainen) sijoittuminen  $q$ - $\epsilon$ -koordinaatistossa. Huokospaineraja sijoittuu pisteeseen, jossa plastiset muodonmuutokset alkavat kasvaa. Leikkausjännityksien arvot kasvavat vielä valittujen huokospaineraja pisteiden jälkeen. Murtosuoraa vastaavat pisteet sijoittuvat leikkausjännityksen maksimikohtaan.

Syvemmän savikerroksen (savi 2) koesarjan tulokset on esitetty kuvassa 36. Koesarjalle käytettiin 60 kPa, 90 kPa ja 120 kPa sellipaineita. Tulokset asettuvat pääosin samalle murtosuoralle vastaten koheesion arvoa  $c' = 19,6$  kPa ja kitkakulman arvoa  $\phi' = 11,1^\circ$ . Taaskaan huokospaineraja ei ole yhtä selkeästi havaittavissa, sillä leikkausjännityksen arvo kasvaa jonkin verran muodonmuutosten lisääntyessä (kuva 37). Kuvan 36 huokospainerajaa vastaa koheesion arvo  $c' = 17,6$  kPa ja kitkakulman arvo  $\phi' = 10,2^\circ$ . Lepotilaksi määritettiin  $K_0 = 0,67$ .



Kuva 36: Kärsmäen syvemmän savikerroksen (savi 2) tehokkaiden parametrien määrittäminen. Sininen viiva kuvaa huokospainerajaa, punainen murtosuoraa, vihreä kriittisen tilan suoraa ja musta  $K_0$ -tilaa.



Kuva 37: Huokospainerajan (sininen) ja murtosuoran (punainen) sijoittuminen  $q$ - $\epsilon$ -koordinaatistossa. Huokospaineraja sijoittuu pisteeseen, jossa plastiset muodonmuutokset alkavat kasvaa. Leikkausjännityksien arvot kasvavat vielä valittujen huokospaineraja pisteiden jälkeen. Murtosuoraa vastaavat pisteet sijoittuvat leikkausjännityksen maksimikohtaan.

### 3.3 Suljetut leikkauslujuudet

#### 3.3.1 Siipikairaus

Molemmissa tutkimuskohteissa oli tehty yksi siipikairaus VR-radan toimesta vuonna 1997 radan sähköistämisen yhteydessä. Kärämäkeen ohjelmoitiin 4 siipikairautta lisää, jotta sivukaltevan maaston kerrosrajat ja suljetut leikkauslujuudet saataisiin selvitettyä. Lisäsiipikairaukset suoritti Destia.

Siipikairalla määritettyjä suljettuja leikkauslujuuksia joudutaan redusoiamaan, sillä saatuun arvoon vaikuttaa mm. siipikairan siiven pyörimisnopeus, maan anisotrooppisuus ja progressiivinen murtuminen. (Richards 1988, Ervin 1983 )

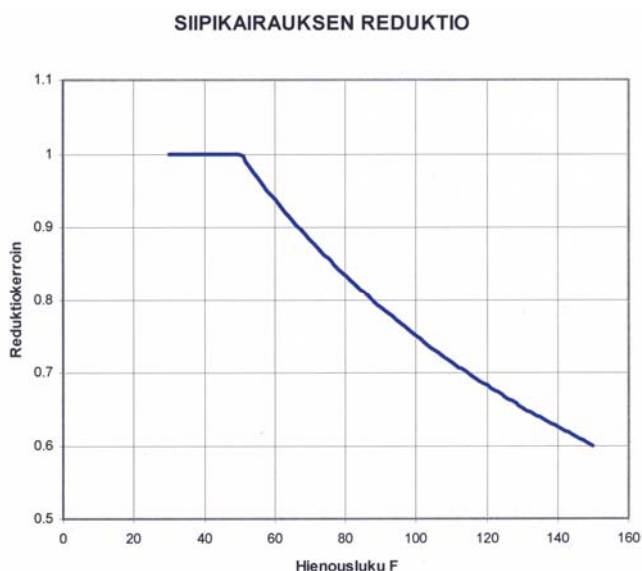
Diplomityössä redusointi suoritettiin RHK:n julkaisun B 15 (Radan stabilitetti laskenta, olemassa olevat penkereet) mukaisesti hienousluvun F avulla (kuva 38). Suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvo saatiin kaavalla 3.3.1.

$$S_{u,red} = \mu \cdot S_{u,mitattu} \quad (3.3.1)$$

$S_{u,red}$  on suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvo

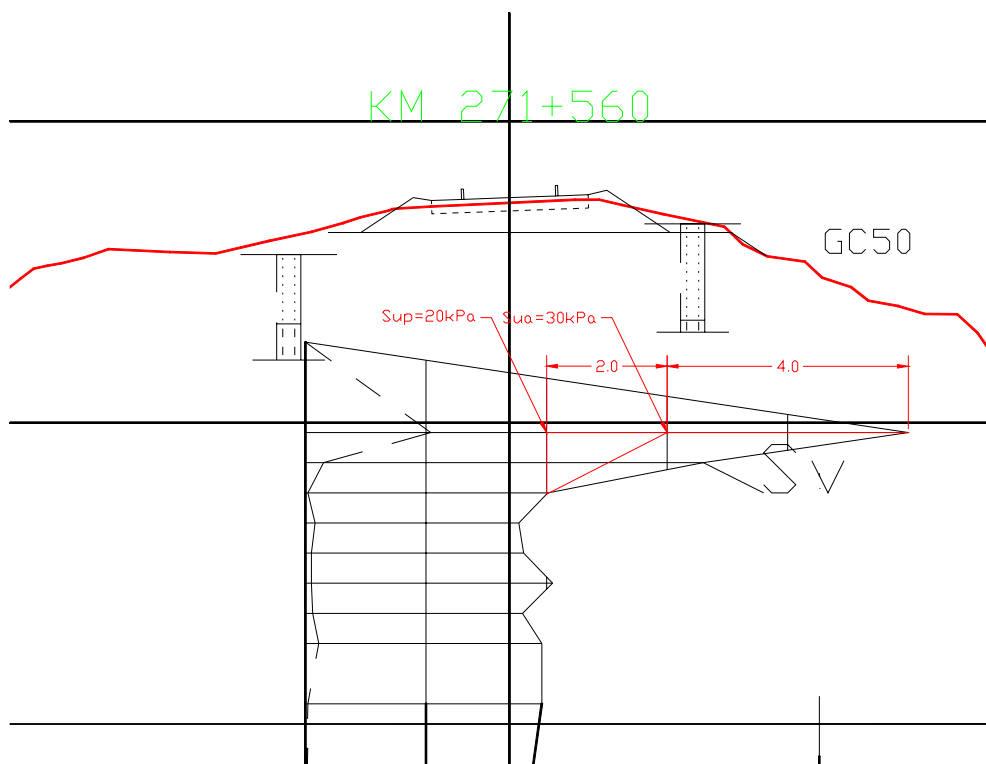
$\mu$  redusointikerroin

$S_{u,mitattu}$  siipikairalla mitattu suljetun leikkauslujuuden arvo



Kuva 38: Siipikairalla ja kartiokokeella määritettyjen suljettujen leikkauslujuuksien redusointi. (Ratahallintokeskus 2006)

Kuivakuorikerroksen laskentalujuus määritettiin aktiivi - ja passiivipuolelle erikseen B 15 mukaisesti. Kuvassa 39 on esitetty kuivakuoren lujuuden määrittäminen. Kuivakuoren mallinnuksella ja lujuusarvolla on suuri merkitys liukupintalaskelmissa. Suunnittelussa käytännössä on kuivakuorelle arvioitu 30 kPa suuruinen suljettu leikkauslujuus. Kuivakuoren suljetun leikkauslujuuden määrittäminen on vaikeaa ja epäluotettavaa. Tämän vuoksi diplomityön laskelmat on suoritettu sekä B 15 että suunnittelussa olevan käytännön mukaisilla kuivakuoren lujuusarvoilla.



Kuva 39: Kuivakuorikerroksen lujuuden määrittäminen liukupinnan aktiivi- ja passiivipuolella. Aktiivipuolen suljettu leikkauslujuus  $s_{ua}$  löytyy vaakasuoran punaisen viivan 1/3 pisteestä.

Siipikairauksista määritetyt redusoidut suljetut leikkauslujuudet on esitetty liukupintalaskentojen yhteydessä kappaleessa 4.2.2.

### 3.3.2 Kartiokoe

Suljetut leikkauslujuudet määritettiin myös kartiokokeen yksipistemenetelmällä. Kartiokokeessa kärjen painuma mitattiin 5 kertaa, joista isoin ja pienin arvo jätettiin huomioimatta. Kolmen kartiokokeen painuman keskiarvon avulla, selvitettiin kartiolle laaditusta taulukosta suoraan häiriintymättömän näytteen suljettu leikkauslujuus ja hienousluku. Kartiokokeista määritetyt redusoidut suljetut leikkauslujuudet on niin ikään esitetty liukupintalaskentojen kappaleessa 4.2.2.

### 3.3.3 Ödometrikoe

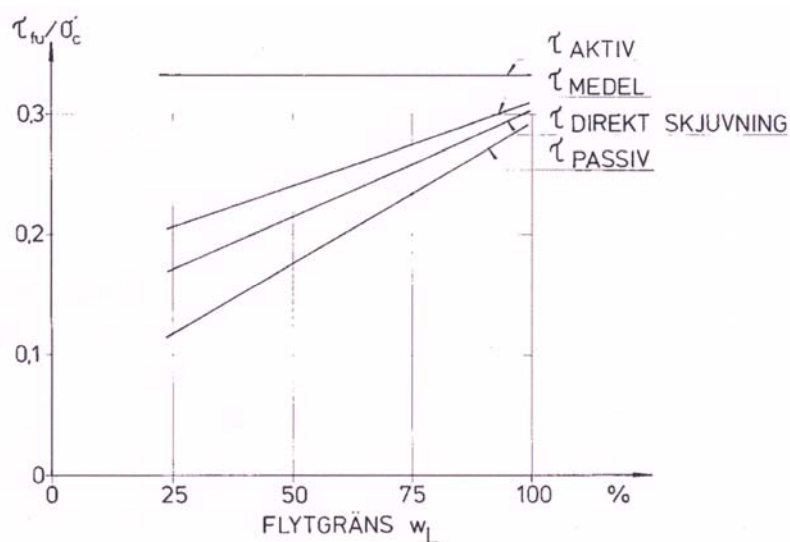
Suorien menetelmien lisäksi suljettu leikkauslujuus määritettiin epäsuorasti ödometrikokeesta. Menetelmää tutki ensimmäisenä Mesri vuonna 1975 Bjerrumin kokoaman aineiston pohjalta. Ödometrikokeiden vähyyden vuoksi laskelmissa savi mallinnettiin yhtenä kerroksena. Suljettu leikkauslujuus määritettiin empiirisen kaavan 3.3.2 avulla. Määritetyt arvot on tulkittu kuvaajan keskimmäisestä käyrästä.

$$\tau = \alpha_e \cdot \sigma_p \quad (3.3.2)$$

$\alpha_e$  on empiirinen kerroin (kuva 40)

$\sigma_p$  esikonsolidaatiojännitys

Määritetyt suljetut leikkauslujuudet on esitetty liukupintalaskelmien yhteydessä.



Kuva 40: Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen empiirisen  $\alpha_e$ -kertoimen ja esikonsolidaatiojännityksen avulla. (Janbu 1970)



### **3.4 Huokospainemittaukset**

#### **3.4.1 Mittareiden asennus**

Pysähtyneen junan aiheuttaman huokosveden ylipaineen mittaamista varten vuokrattiin VTT:ltä sähköiset huokospaineanturit. Junan pysäyttämisen kannalta paremmaksi paikaksi osoittautui km 269+640, joten huokospainekärjet päätettiin asentaa sinne. Huokospainekärjet kalibroitiin ja ilmastettiin VTT:llä, jonka jälkeen kärjet asetettiin ohueen tislattulla vedellä täytettyyn muovipussiin. Ilmastuksen tarkoituksena oli poistaa mittausta häiritsevät ilmakuplat anturista. Huokospainekärjet kuljetettiin asennuspaikalle vedellä täytetyssä muovämpärissä, sillä kärjet eivät saa olla ilman kanssa kosketuksissa ennen maahan asentamista. Asennus tapahtui 50 mm halkaisijaltaan olevia teräsputkia apuna käyttäen. Teräsputket olivat metrin pituisia ja niiden päissä oli kiertet ja holkit, joiden avulla putket saatiin liitettyä toisiinsa. Liitokset teipattiin ilmastointiteipillä, jottei vesi pääse valumaan liitoksista putken sisälle. Ennen huokospainekärkien asennusta, tärytettiin suojaputki suunniteltuun kulmaan läpi kovan kuivakuorisaven (kuva 42). Oikea asennuskulma pyrittiin varmistamaan kahden riman avulla tehdyllä kulmalla. Suojaputki kairattiin kierrekairalla tyhjäksi savesta. Huokoskärjestä lähtevät mittalaitteeseen kiinnitettävät johdot pujotettiin teräsputkesta läpi, jonka jälkeen kärki kierrettiin kiinni ensimmäiseen teräsputkeen muovämpärin sisällä. Ennen maahan työntämistä kiinnitettiin vielä yksi teräsputki kiinni ensimmäiseen tankoon. Huokospainekärjet työnnettiin ohuen vedellä täytetyn pussin sisällä suojaputken läpi pehmeään saveen. Työnnettäessä putkia maahan oli pussien tarkoitus rikkoutua terävästä porkkanakärjestä, jolloin kärkiosassa oleva huokoskivi pääsee saveen kanssa kosketukseen. Kärjet työnnettiin käsivoimin tavoitesyvyyteen. Kärkien annettiin olla maassa vähintään yksi päivä ennen mittausta, jotta työntämisestä aiheutunut huokospaine pääsi tasaantumaan. Huokospaineen tasaantumista seurattiin mittaamalla heti asennuksen jälkeen arvot ja niitä verrattiin seuraavan päivän mittaustuloksiin.



*Kuva 41: Huokospainekärkien kuljetus vedellä täytetyissä ämpäreissä*



*Kuva 42: Suojaputken avulla läpäistiin kovat pintamaakerrokset. Asennuksessa käytettiin apuna Wacker iskuporakonetta.*



*Kuva 43: Mittausjärjestelyt. Taustalla näkyy valmiiksi asennetut huokospainekärjet.*

### 3.4.2 Junan pysäytys

Toijala-Turku välillä kulkee vilkkaan henkilöliikenteen lisäksi raskaita kemianteollisuuden tavarajunia. Rata on aikoinaan perustettu suoraan savimaakerrosten päälle. Pysähtynyt juna aiheuttaa maapohjaan kuormituksenlisäyksen, joka puolestaan aiheuttaa vettä heikosti läpäisevässä savessa huokosveden ylipainetta. Huokosveden ylipaine heikentää tehokkailla parametreilla laskettaessa ratapenkereen alla olevien savikerrosten leikkauslujuutta. Näin ollen ratapenkereen stabiliteetti heikkenee. Tästä syystä tarkoituksena oli pysäyttää raskaasti kuormitettu tavarajuna mahdollisimman pitkäksi aikaa tutkimuskohteeseen. Ennen junan tuloa kytkettiin teräsputkien sisästä tulevat johdot mittalaitteeseen ja mittalaite päätteeseen. Kytkemisen jälkeen mitattiin maassa ”lepotilassa” oleva huokosveden paine, jotta junan tultua saataisiin selville huokosveden ylipaine.

Pysäytetty juna oli kahdella veturilla ja venäläisvaunuilla varustettu tavarajuna nro. 2064. Junassa oli yhteensä 51 vaunua, joista 10 oli tyhjiä. Tyhjiä vaunuista kaksi oli sijoitettu suoraan veturien perään ja 6 junan loppuosaan. Loput tyhjiä vaunuista oli keskellä junaa. Tavarajunan yhteispituus oli 636 metriä ja kokonaispaino 3208 tonnia. Mittalinjalle pysähtyi tavarajunan alkupäästä laskettuna 8. vaunu. Tiedot pysäytetystä junasta löytyvät taulukossa 3. Juna sai olla pysähdyksissä noin 15 minuuttia. Tavarajunan lähdettyä, mitattiin huokosveden ylipaineen tasaantumista vielä noin yksi tunti.

*Taulukko 3: Pysäytetyn tavarajunan tiedot*

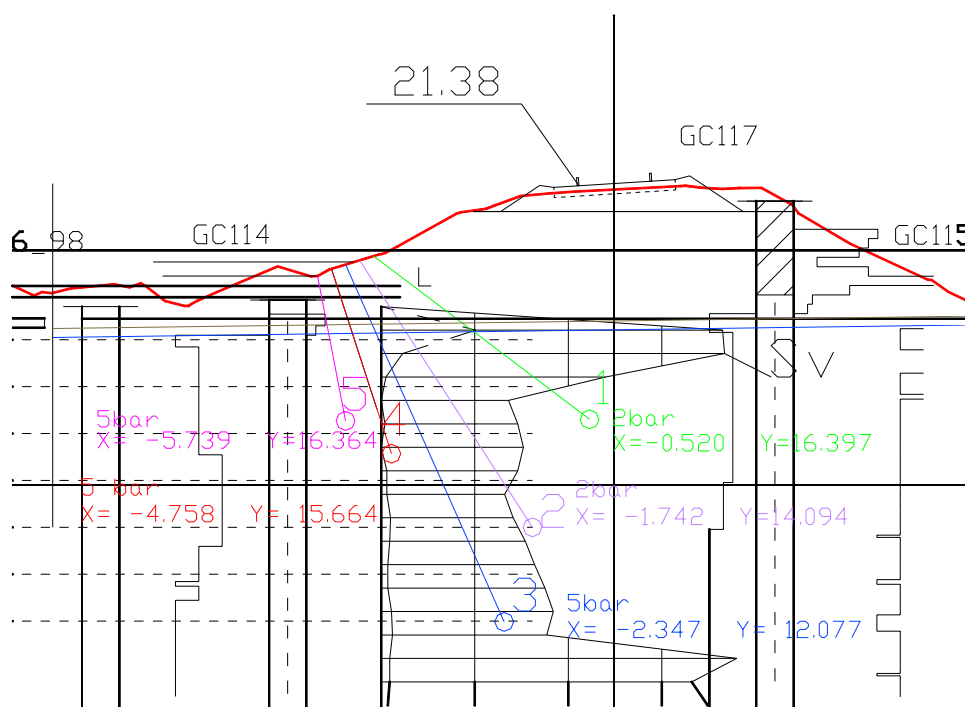
Juna 2064	veturit	täydet vaunut	tyhjät vaunut
määrä (kpl)	2	41	10
paino/kpl (t)	120	63-78	22
kokonaispaino (t)	240	2968	
pituus/kpl (m)	19	n. 12,5	n. 12,5
kokonaispituus (m)	38	636	
akselimäärä (kpl)	204		



Kuva 44: Tavarajuna pysähtyneenä mittalinjalle. Huokospainemittaukset käynnissä.

### 3.4.3 Mittausjärjestelyt

Huokosveden painetta mitattiin yhteensä 5 eri pisteestä. Huokospainekärjet erosivat hieman toisistaan. Toiset toimivat 2 bar ja toiset 5 bar painealueella. Kaikki huokospainekärjet soveltuivat ainoastaan staattisen tilan mittaamiseen. Kolme kärjistä pyrittiin asentamaan allekkain suoraan ratapenkereen keskilinjalle alle ja loput noin 4 m päähän allekkain keskilinjasta. Huokospainekärkien sijainnit, sekä painealueet selviävät kuvasta 45.



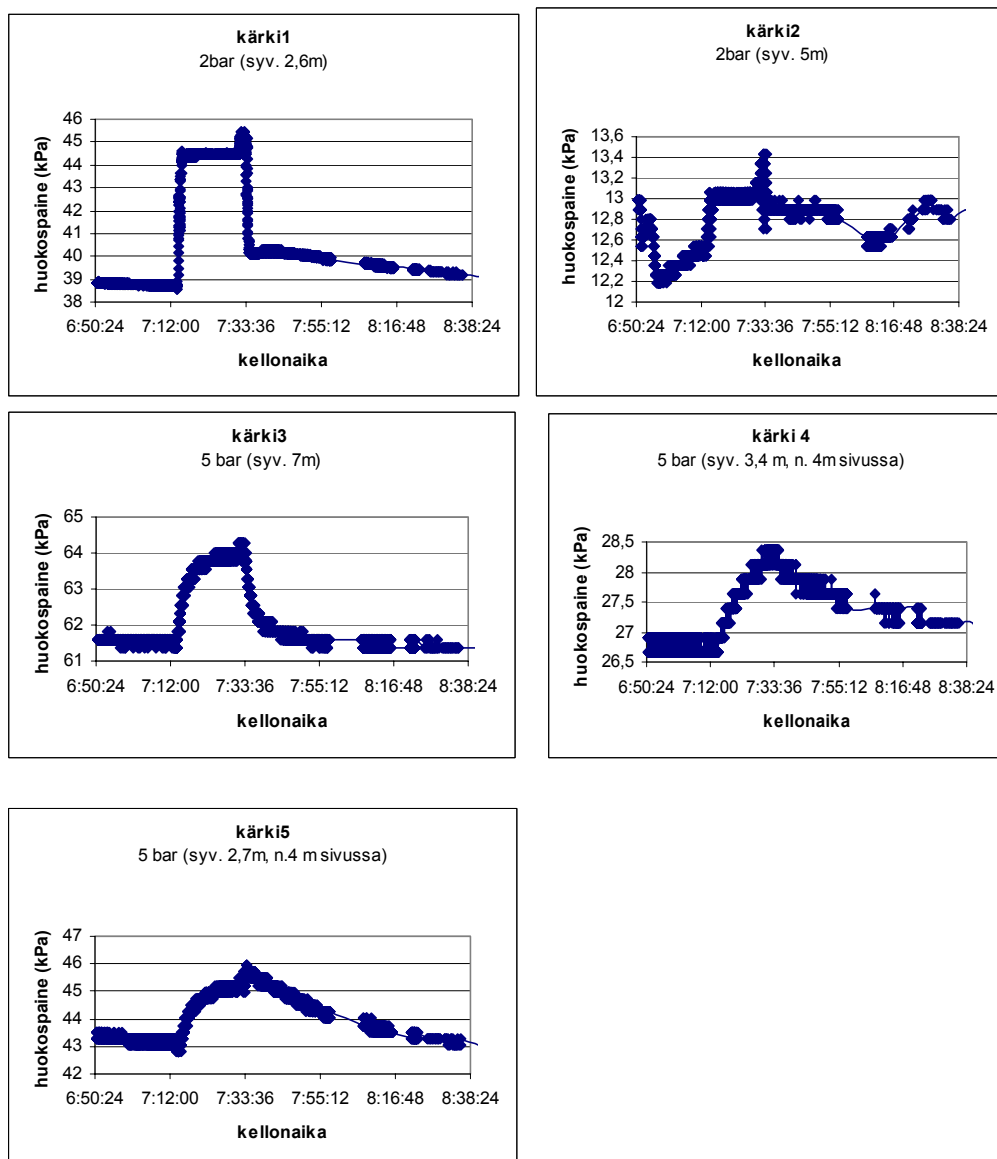
Kuva 45: Huokospaineanturien sijainnit ja painealueet

Mittausdata tallentui tietokoneeseen ”mikrostraineinä”. Data voitiin muuttaa kärkikohtaisten kalibrointikertoimien avulla huokospaineeksi. Tarkempien 2 bar painealueen mittareiden keskimääräinen kalibrointikerroin oli 0,0889 ja 5 bar painealueen mittareiden 0,2425.

Huokospainekärjet on numeroitu 1...5 (kuva 45). Kolme ensimmäistä kärkeä asennettiin samana päivänä ja loput seuraavana päivänä. Huokosvedenpaine mitattiin heti asennuksen jälkeen. Näin pystyttiin seuraamaan asennuksesta johtuvan huokosveden ylipaineen tasaantumista. Kaikissa viidessä mittarissa havaittiin ylipaineen tasaantuminen.

### 3.4.4 Mittaustulokset ja päätelmät

Huokoskärkikohtaiset mittaustulokset on esitetty kuvassa 46.



Kuva 46: Huokosveden ylipaineen mittaustulokset

Tavarajuna pysähtyi noin kello 7.14 mittauspaikalle ja lähti pois noin kello 7.31. Kaikissa kuvan 46 kuvaajissa havaitaan junan tuloaikaan huokosvedenpaineen nousua. Kärkien 1 ja 2 kuvaajissa nousu on miltei pystysuoraa. Näin äkillinen nousu sekä nousun jälkeinen nopea tasaantuminen viittaisi siihen, että huokospainekärjissä kiinni olevat putket ovat tarttuneet liian tiukasti ratapenkereessä. Näin ollen junan tultua mittauspaikalle, penkereen liike sai myös huokospaineanturit liikkumaan tankojen välityksellä. Sama ilmiö havaitaan kuvaajissa myös junan lähdettyä, jolloin paine tasaantuu nopeasti. Kärkien 1 ja 2 huokosveden ylipaineen mittaustulokset ovat tästä syystä kelvottomia vertailuun. Kärkien 3-5 kuvaajat näyttävät sitä vastoin onnistuneilta. Tavarajunan saavuttua huokospaineet kasvavat tasaisesti aina lähtöön asti. Junan lähdön jälkeen huokosveden ylipaineen tasaantumiseen meni noin yksi tunti. Kuvaajista 3-5 huomataan, että huokosveden ylipaine ei kerennyt saavuttamaan huippuarvoa 17 minuutin pysähdysaikana. Tässä ajassa tavarajunan aiheuttama ylipaine mittauspisteissä 3-5 oli vähäistä. Kärjen 3 ylipaineeksi saatiin noin 2,5 kPa, kärjen 4 noin 1,7 kPa ja kärjen 5 noin 2 kPa. Tuloksien tulkintaa ja mittausten suunnittelua olisi helpottanut penkereen läpi tehdyt kairaukset, joilla penkereen alapinta sekä alla olevat kerrokset olisi saatu tarkemmin määritettyä. Näin olisi voitu välttää mm. kärkien 1 ja 2 ongelmat. Lisäksi luotettavimmat mittaukset saataisiin, jos huokospaineanturit jätettäisiin maahan ilman putkia. Jatkossa olisikin syytä kehittää parempia asennusmenetelmiä ja suorittaa jatkuvia sekä pidempiaikaisia mittauksia.

### 3.5 Kuormat

#### 3.5.1 Junakuorma

Laskelmia suoritettiin huokospainemittauksia varten pysäytetyn tavarajunan painolla, sekä RAMO 3 (Ratatekniset määräykset ja ohjeet) ja RHK:n ohjeen B 15 mukaisella mitoitusarvolla.

Radat jaetaan rataluokkiin päällysrakenteen perusteella. Taulukossa 4 on esitetty eri rataluokat. Toijala-Turku rataosuus kilometrivälillä 256,7-Turun asema kuuluu peruskorjaushankkeen jälkeen rataluokkaan D.

*Taulukko 4: Rataluokat (RAMO 3, 2005)*

Rataluokka	Päällysrakenne		
	kiskot	ratapölkkyt	tukikerros
A	K30, K33	puu	raidesora tai vastaava
B <sub>1</sub>	K43, 54 E1, K60, 60 E1	puu	raidesora tai vastaava
B <sub>2</sub>	K43, K60	puu, betoni	raidesepeli
C <sub>1</sub>	54 E1	puu, betoni ennen 1987 valmistetut	raidesepeli
C <sub>2</sub>	54 E1	betoni 1987 ja jälkeen valmistetut	raidesepeli
D	60 E1	betoni	raidesepeli

B 15 mukaan mitoittava tilanne on pysähtynyt juna. Taulukossa 5 on esitetty vakavuuslaskennassa käytettävät mitoituskuormat. Mitoitusakselipainoa vastaava nauhakuorma on muutettu ratapölkyn levyiseksi tasaiseksi kuormaksi.

*Taulukko 5: Vakavuuslaskennoissa käytettävät kuormat (RHK, 2006)*

Akselipainot		Kokonaisvarmuus		Osavarmuus	
Mitoitus- akselipaino t	Nauha- kuorma $q_k$ , kN/m	Ominais- kuorma $q_{om}$ kN/m	Ominais- kuorma $q_{om}(b=2,5m)$ kN/m <sup>2</sup>	Murtoraja- tilan mitoitus- kuorma $q_m$ kN/m	Murtoraja- tilan mitoitus- kuorma $q_m(b=2,5m)$ kN/m <sup>2</sup>
17	60	60,0	24,0	78,0	31,2
22,5	80	80,0	32,0	104,0	41,6
24,5	86	86,0	34,4	111,8	44,7
25	88	88,0	35,2	114,4	45,8
30	106	106,0	42,4	137,8	55,1
35	120	120,0	48,0	156,0	62,4

Pysäytetyn tavarajunan viivakuormaksi saatiin 46,7 kN/m. Viivakuorma muutettiin ratapölkyn levyiseksi noin 18 kN/m<sup>2</sup> tasaiseksi kuormaksi. Junakuorman mitoitusarvoksi saatiin 25 t akselipainoa vastaava 35,2 kN/m<sup>2</sup> tasainen kuorma.

## 4 Vakavuuden laskenta liukupintamenetelmillä

### 4.1 Tutkimuskohteiden historia

Turun ja Toijalan välisen radan rakentamisesta annettiin asetus helmikuussa vuonna 1874. Rata vihittiin käyttöön Toijalan asemalla vuonna 1876. Turku-Toijala-rataosan pituus on noin 128 km. Nykyään rataosa on sähköistetty, kauko-ohjattu ja varustettu junien automaattisella kulunvalvonnalla (JKV). Radan sähköistystyö käynnistyi vuonna 1996 ja se valmistui vuonna 2000. Arkistoista Kärämäen kohteelle löytyi vuonna 1945 tehty luiskanvahvistussuunnitelma (liite 1). Luiskanvahvistus oli suunniteltu tehtäväksi luiskan yläpintaan lisättävän sorakerroksen ja Vähäjoen kohdalle laitettavan kiviheitokeen avulla. Suunnitelmassa näkyi myös penkereen leventäminen tehdasraidetta varten. Lisäksi radan ja Vähäjoen välissä kulki vanha maantie, jonka joenpuoleiseen reunaan oli suunniteltu paalutettu tukimuuri. Maastokäyntien yhteydessä havaittiin suunnitelma toteutuneeksi. Mielenkiintoista on, että lähelle Kärämäen kohdetta rakennettu Turun-Tampereen maantie sortui useita kertoja vuosina 1928-1929 juuri Vähäjoen kohdalla (kuva 47). Etäisyyttä tutkimuskohteesta maantien sortumakohtiin on linnuntietä vain noin 400 metriä (kuva 48). Vastaavanlaisia suunnitelmia ei löytynyt Piipanojalla sijaitsevalle kohteelle.



*Kuva 47: Turun ja Tampereen välinen maantie sortui yhteensä kolme kertaa vuosien 1928-1929 aikana Maarian kirkkosillan kohdalta Vähäjokeen. Kärämäen tutkimuskohde sijaitsi lähellä sortumapaikkaa. (Helenelund 1981)*





Kuva 48: Kärämäen tutkimuskohteen sijainti verrattuna vuonna 1928-1929 tapahtuneisiin Turku-Tampere maantiesortumakohtiin.

## 4.2 Piipanojan laskennat

Slope/W 2004 ja Geocalc laskentoja suoritettiin  $\phi=0$  ja  $c - \phi$  menetelmillä.  $\phi=0$  laskelmissa käytettiin siipikairauksista tulkittuja redusoituja leikkauslujuusarvoja. Lisäksi laskelmat suoritettiin kartiokokeista määritetyillä redusoiduilla suljetuilla leikkauslujuuksilla, sekä epäsuorasti ödometrikokeista määritettyjen suljettujen leikkauslujuuksien arvoilla.  $c - \phi$  -menetelmällä laskettaessa käytettiin suljetuista kolmiaksiaalikoikeista määritettyjä tehokkaita lujuusparametreja. Vertailun vuoksi vakavuus laskettiin sekä huokospainerajan että murtosuoran mukaisilla tehokkailla lujuusparametreilla. Slope/W 2004 - ohjelmalla junakuorma mallinnettiin kaikissa laskelmissa erillisenä maakerroksena. Tällöin junakuorman alla olevien lamellien huokosvedenpaineeseen lisättiin junakuormasta aiheutuva jännitys. Näin kompensoitiin junakuormasta aiheutuva lujuuden kasvu. Jännityksen lisäys pystytettiin kohdistamaan ainoastaan pehmeisiin savikerrokseen. Vastaavaa toimintoa ei löydy Geocalc-ohjelmasta. Geocalcissa junakuorma mallinnettiin tasaisena kuormana. Kaikki liukupintalaskelmat suoritettiin mitoituskuormalla, pysäytetyn tavarajunan suuruisella kuormalla ja ilman junakuormaa. Slope/W - ohjelmassa liukupintana käytettiin ympyrän ja suoran yhdistelmää. Geocalc - ohjelmalla lasketut vakavuudet perustuvat ympyränmuotoon. Pohjavedenpinta mallinnettiin huokospainemittausten tulkinnan mukaiseen nollatasoon. Laskelmat suoritettiin RHK:n julkaisun B 15 (Radan stabiliteetti, olemassa olevat penkereet) mukaisesti.



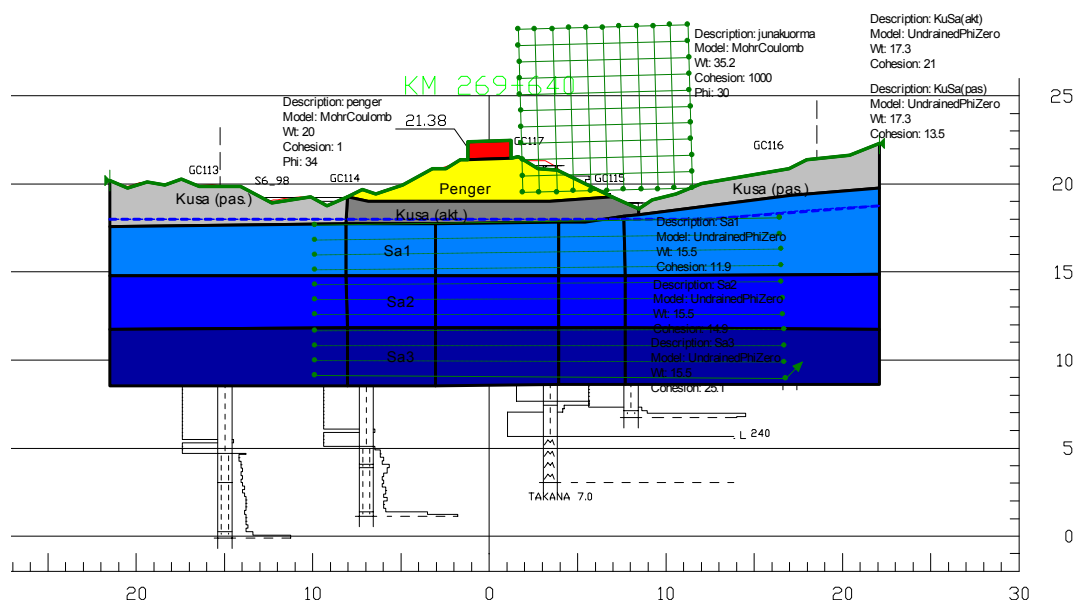
*Kuva 49: Piipanojan tutkimuskohde. Ratapenger laskee jyrkästi avo-ojaan. Vakavuuslaskelmissa liukupinnat hakeutuivat ojan pohjaan.*

#### 4.2.1 Piipanojan mallinnus

Piipanojan mallinnus aloitettiin määrittämällä geotekniset kerrokset. Kerrosrajat tulkittiin painokairauksia, siipikairauksia ja luokituskokeita apuna käyttäen. Penkereen alapinnan paikka oli selvitetty maatutkaluotauksilla noin 2,2 m syvyyteen radan keskilinjasta. Penkereen läpi kairauksia ei tehty. Siipikairausten perusteella penkereen alapuolinen maa jaettiin neljään eri kerrokseen. Ylimpänä erottui noin 1.5 m paksu kuivakuorisavikerros. Kuivakuoren alapuolella oleva savi mallinnettiin 3 eri kerroksena 10 m asti. Mallia ei tarvinnut jatkaa syvemmälle, sillä heikoimmat kerrokset sijaitsivat heti kuivakuoren alapuolella.

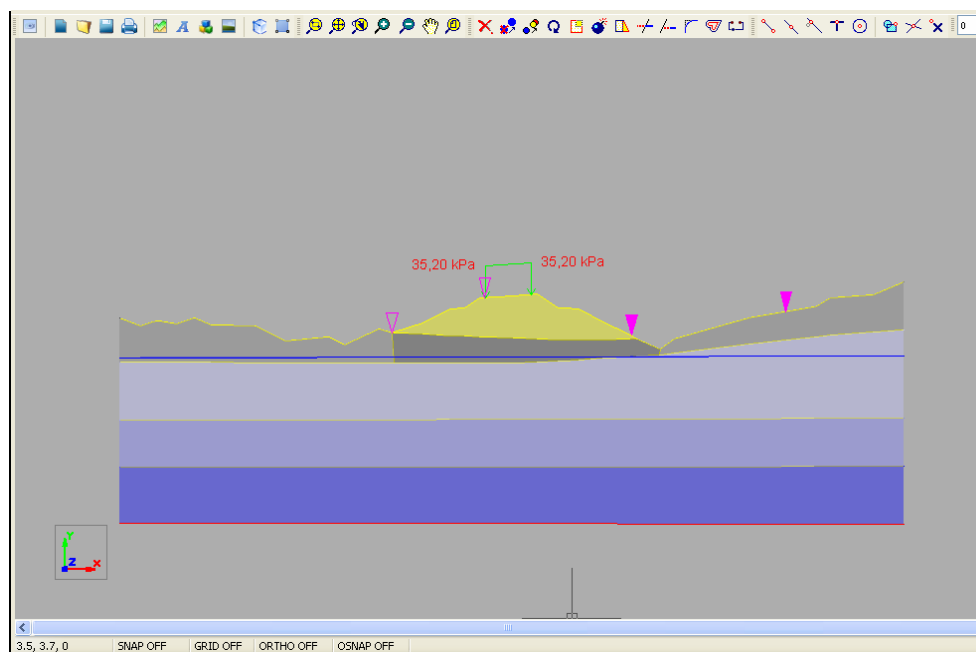
Slope-ohjelmassa laskentamalli tehdään muodostamalla alueita, joille annetaan eri lujuusominaisuuksia. Piipanojan laskentamalliin eri alueita määritettiin yhteensä 20 kpl.

Valmiin mallin muodostamisessa otettiin huomioon mahdollinen ratapenkereen alla tapahtuva maapohjan lujittuminen. Lisäksi kuivakuorikerros mallinnettiin kolmena eri alueena. Mallin alueille määritettiin kunkin laskelman mukaiset parametrit. Näin ollen itse mallia ei erikseen tarvinnut muuttaa eri laskentatapausten välillä. Vaarallisin liukupinta haettiin määrittämällä hilaverkko ja mahdollisten liukupintojen säteet.



Kuva 50: Piipanojan Slope/W 2004 (km269+640) kerrosjako ja alueet.

Geocalc-ohjelmassa samat kerrosrajat määritettiin viivoina. Ohjelma muodostaa viivoista alueita, joille voidaan antaa lujuusominaisuuksia. Vaarallisin liukupinta etsitään antamalla mahdolliset sisään - ja ulostulokohdat liukupinnalle.



Kuva 51: Piipanojan (km269+640) mallinnus Geocalc-ohjelmalla. Vaaleanpunaiset nuolet osoittavat liukupinnan mahdolliset sisään – ja ulostulokohdat.

#### 4.2.2 Laskenta suljetuilla leikkauslujuuksilla

Suljetun tilan vakavuuslaskenta suoritettiin sekä siipikairauksesta että kartiokokeista tulkituilla redusoiduilla suljetuilla leikkauslujuuksilla. Lisäksi vakavuus laskettiin epäsuorasti ödometrikokeista määritetyillä suljetuilla leikkauslujuuksilla. Laskentamenetelminä käytettiin Bishopin yksinkertaistettua, Janbun yksinkertaistettua ja Morgenstern-Pricea. Slope laskennoissa Janbun menetelmällä laskettuja varmuuslukuja korjattiin kertoimella  $f_0$  (ks. kappale 2.1.3). Ratapenkereen tehokkaat parametrit  $c'=2$  ja  $\phi'=34$  valittiin pohjarakennusohjeesta Ril-121. Kuivakuorisavelle määritettiin RHK:n ohjeen B 15 mukaiset lujuusarvot sekä liukupinnan aktiivi - että passiivipuolelle. Lisäksi vakavuudet laskettiin käyttäen kuivakuorelle 30 kPa suljettua leikkauslujuutta.

Maapohjan lujittumista ei voitu ottaa laskelmien mukaan huomioon, koska penkereen alapuolinen savi on ennen sen rakentamista ollut voimakkaasti ylikonsolidoitunutta (liite 2). Laskettaessa mahdollista lujittumista huokosvedenylipaine oletettiin nolllaksi.

Penkereen aiheuttama lisäjännitys laskettiin likimääräisellä 2:1 – menetelmällä (Vepsäläinen 1985). Penkereen tuoma lisäjännitys nosti tarkasteltavan pisteen jännityksen, vain vähän yli konsolidaatiojännityksen. Tästä syystä lujittuminen jäi marginaaliseksi.

Suljetun tilan laskelmissa ei huokospaineella ole vaikutusta vakavuuteen. Taulukoihin 5-7 on kerätty eri laskentatapausten suljetut leikkauslujuudet kerroksittain. Tilavuuspainot on määritetty luokituskokeiden yhteydessä.

*Taulukko 5: Redusoidut siipikairauksesta määritetyt suljetut leikkauslujuudet.*

siipikairaus		km 269+640				
Kerros	$\mu$	$s_u$	$s_{ured}=\mu*s_u$	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
		kPa	kPa	kPa	°	kN/m <sup>3</sup>
Penger				2	34	20
KuSa(akt.)			21/30			17,3
KuSa(pas.)			13,5/30			17,3
savi 1	0,88	13,5	11,9			15,5
savi 2	0,93	16	14,9			15,5
savi 3	0,93	27	25,1			15,5

Taulukko 6: Redusoidut kartiokokeista määritetyt suljetut leikkauslujuudet.

kartiokoe		km 269+640				
Kerros	$\mu$	$s_u$	$s_{ured}=\mu*s_u$	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
		kPa	kPa	kPa	°	kN/m <sup>3</sup>
Penger				2	34	20
KuSa(akt.)			21/30			17,3
KuSa(pas.)			13,5/30			17,3
savi 1	0,88	18,3	16,1			15,5
savi 2	0,93	18,8	17,5			15,5
savi 3	0,93	18,8	17,5			15,5

Taulukko 7: Ödometrikokeista määritetty suljettu leikkauslujuus.

ödometri		km 269+640				
Kerros	$\alpha_c$	$\sigma_p$	$s_{ured}$	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
		kPa	kPa	kPa	°	kN/m <sup>3</sup>
Penger				2	34	20
KuSa(akt.)			21/30			17,3
KuSa(pas.)			13,5/30			17,3
savi 1	0,27	73	19,7			15,5
savi 2	0,27	73	19,7			15,5
savi 3	0,27	73	19,7			15,5

#### 4.2.3 c- $\phi$ -laskennat

c -  $\phi$  - laskennoissa kuivakuoren alla oleva savi mallinnettiin yhtenä kerroksena, sillä Piipanojasta tehtiin vain yksi kolmiaksaalikoesarja. Pehmeälle savikerrokselle määritettiin sekä huokospainerajan että murtosuoran mukaiset tehokkaat parametrit. Ohjeen B15 mukaan kuivakuorikerroksen leikkauslujuus muodostuu ainoastaan alemman savikerroksen kitkakulman  $\phi'$  suuruudesta. c -  $\phi$  - laskelmat tehtiin myös käyttäen kuivakuorelle 30 kPa suljettua leikkauslujuutta. Taulukossa 8 on esitetty laskennoissa käytetyt tehokkaat parametrit. Tilavuuspainot ovat luonnollisesti samoja kuin suljetun tilan laskelmissa.

Taulukko 8: Piipanojan  $c - \phi$  - laskentojen parametrit. Kuivakuorelle käytettiin kahta eri arvoa.

kerros	huokospaineraja		murtosuora	
	$c'$	$\phi'$	$c'$	$\phi'$
	kPa	°	kPa	°
ratapenger	2	34	2	34
KuSa	1 / 30	13,8 / 1	1 / 30	18,2 / 1
Savi	6	13,8	8,2	18,2

#### 4.2.4 Tulokset ja niiden vertailu

Piipanojan laskentatulokset on koottu taulukkoon 9. Taulukossa KuSa 30 kPa olevat kohdat on laskettu mitoituskuormalla  $35,2 \text{ kN/m}^2$ .

Taulukko 9: Piipanojan laskentatulokset.

PIIPANOJA (269+640) LIUKUPINTALASKELMAT									
Lujuusarvot	menetelmä	SLOPE/W 2004				GEOCALC v.1.1			
		Kuormat		Kuormat		Kuormat		Kuormat	
		ilman junaa	18 kN/m <sup>2</sup>	35,2 kN/m <sup>2</sup>	KuSa 30kPa	ilman junaa	18 kN/m <sup>2</sup>	35,2 kN/m <sup>2</sup>	KuSa 30kPa
SIIPi									
	M-P	1,56	1,24	1,02	1,13	1,64	1,31	1,08	1,24
	BISHOP	1,58	1,24	1,02	1,14	1,55	1,26	1,01	1,13
	JANBU	1,55	1,2	0,99	1,11	1,51	1,18	0,98	1,1
KARTIO									
	M-P	1,86	1,54	1,21	1,38	1,95	1,57	1,32	1,47
	BISHOP	1,88	1,54	1,27	1,38	1,95	1,48	1,24	1,36
	JANBU	1,86	1,44	1,26	1,34	1,79	1,39	1,16	1,31
ÖDOMETRI									
	M-P	2,1	1,78	1,47	1,58	2,18	1,76	1,5	1,65
	BISHOP	2,12	1,8	1,47	1,59	2,1	1,69	1,42	1,56
	JANBU	2,01	1,74	1,37	1,5	2,02	1,56	1,3	1,45
C-FII									
	M-P	1,39	1,25	1,22	1,45	1,37	1,24	1,15	1,59
	BISHOP	1,41	1,27	1,23	1,36	1,37	1,25	1,15	1,49
	JANBU	1,35	1,19	1,25	1,44	1,4	1,24	1,11	1,36
C-FII									
	M-P	1,58	1,51	1,43	1,95	1,62	1,44	1,33	1,87
	BISHOP	1,6	1,53	1,45	1,93	1,62	1,45	1,34	1,75
	JANBU	1,57	1,47	1,43	1,8	1,64	1,45	1,32	1,58

Tuloksista huomataan, että laskelmissa ei synny suurta eroa ohjelmien välille. M-P menetelmällä laskettuna, voidaan Slopem todeta antavan suljetussa tilassa hieman pienempiä varmuuslukuja kuin Geocalc. Janbun yksinkertaistetulla menetelmällä saatiin molemmissa ohjelmissa pienimmät varmuudet. Janbun menetelmä ei kuitenkaan sovellu noudatettavaksi kyseiseen ”lyhyen” liukupinnan tapaukseen. Slopessa Bishopin yksinkertaistetulla menetelmällä lasketut varmuusluvut olivat hieman suurempia kuin M-P menetelmällä lasketut. Geocalcissa suljetussa tilassa Bishopin yksinkertaistetulla menetelmällä saatiin pienemmät varmuudet kuin M-P menetelmällä.

Suljetut leikkauslujuudet ovat murtotilassa mitattuja arvoja. Silti niihin sisältyy monia virhetekijöitä määrittäytavasta riippuen. Laskelmista pienimmät varmuusluvut saatiin käyttämällä siipikairalla määritettyjä suljettuja leikkauslujuuden arvoja ja

laskentakuormaa. Tällöin varmuusluku oli vain vähän yli yksi. Tulos eroaa muista laskennoista selvästi. Suljetut leikkauslujuudet perustuvat vain yhteen vanhaan siipikairaukseen, jolloin tulokseen on voinut vaikuttaa mm. kairatyypin, suoritustapa ja kairaaaja. Näistä syistä johtuen siipikairaluuksien perusteella laskettuihin vakavuuksiin on suhtauduttava suurella varauksella.

Kartiokokeen mukaan määritetyillä suljetun leikkauslujuuden arvoilla pienin varmuusluku oli 22 % suurempi kuin siipikairausten perusteella määritetty. Uusista häiriintymättömistä näytteistä tehtiin useita kartiokokeita tämän diplomityön yhteydessä. Määritetyt suljetut leikkauslujuudet vastasivat samasta paikasta aiemmin tehtyjen kartiokokeiden tuloksia. Tältä osin kartiokokeisiin perustuvat laskennat ovat luotettavia.

Edelleen ödometrikokeesta alfan arvolla 0,27 määritetyillä suljetuilla leikkauslujuuksilla vastaava laskenta parani siipikairausten perusteella määritettyyn verrattuna noin 40 %. Vasta tällöin päästiin lähelle vaadittavaa 1,5 varmuustasoa. Laskettaessa alfan arvoa 0.22, päästään kartiokoetta vastaaviin tuloksiin.

Ilman junakuormaa kaikki suljetun tilan laskennat ylittivät vaadittavan 1,5 varmuustason. Junakuorman vaikutus vakavuuteen oli suurimmillaan jopa 30 %.

$c' - \phi'$  laskennoilla pyritään murtotila määrittämään laskemalla. Epätarkkuutta lamellimenetelmien tuloksiin tuo huokospaineen määrittäminen. Huokospaine kasvaa murtotilan läheisyydessä. Tätä kasvua ei liukupintamenetelmissä voida ottaa huomioon. Käytännössä laskelmissa käytetään mittaushetkellä määritettyä huokospainetta. Lisäksi lamellimenetelmässä pintakuormat siirtyvät suoraan liukupinnalle, jolloin jännitys jakauma vääristyy. Edelleen ongelmia muodostuu, koska progressiivista sortumista ei voida laskea liukupintamenetelmillä.

Diplomityössä  $c' - \phi'$  laskennat suoritettiin huokospainerajan sekä murtorajan mukaan määritetyillä tehokkailla parametreilla. Laskelmissa käytettiin kuivakuoren lujuutena sekä pehmeän saven kitkakulmaa että 30 kPa suuruista suljettua leikkauslujuutta.

$c' - \phi'$  laskennoissa eri laskentaohjelmien välillä ei havaittu suurta eroa. Vastaavien laskentatapauksien erot syntyivät käytännössä pelkästään ohjelmien erilaisista tavoista ottaa lyhytaikainen junakuorma huomioon.

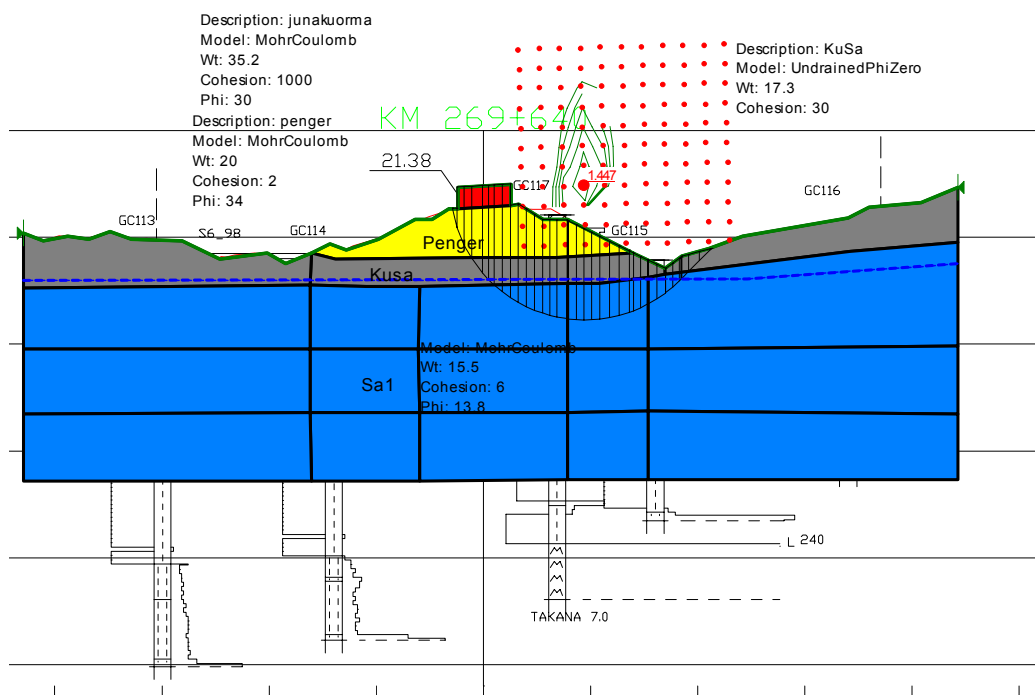
Ilman junakuormaa ja käytettäessä kuivakuorelle pehmeän saven kitkakulmaa vaihtelivat varmuusluvut välillä 1,37...1,41. Vastaavat murtorajan mukaan laskettujen varmuuslukujen vaihteluväli oli 1,58...1,62.

Ohjeen B 15 mukaan kuivakuoren lujuutena voidaan käyttää sen alapuolella olevan pehmeän savikerroksen kitkakulmaa. Toinen vaihtoehto on käyttää kuivakuorelle suljettua leikkauslujuutta.

Annettaessa kuivakuorelle leikkauslujuudeksi ainoastaan alapuolisen savikerroksen kitkakulma, olivat lasketut varmuusluvut huomattavasti pienempiä kuin käytettäessä kuivakuorelle 30 kPa suljettua leikkauslujuutta. Käytännössä menetelmällä, jossa käytettiin pelkästään pehmeän saven kitkakulmaa, saatiin liukupintoja, jotka kulkivat epärealistisesti pelkästään kuivakuoressa. Tällaisissa tapauksissa on järkevää tehdä laskennat uudestaan käyttäen kuivakuorelle suljettua lujuutta.

Käytettäessä kuivakuorelle 30 kPa suljettua leikkauslujuutta, saatiin huokospainerajaan perustuvilla parametreilla pienimmäksi varmuusluvuksi 1,45. Murtosuoran mukaisilla parametreilla päädyttiin 1,95 suuruiseen varmuuslukuun.

Kartiokokeeseen perustuvat suljetun tilan varmuusluvut olivat vain 5 % pienempiä kuin huokospainerajaan perustuvien  $c'-\phi'$  laskentojen. Käytettäessä murtotilan parametreja vastaava ero kasvoi 40 %. Suuresta erosta johtuen olisi tehokkaiden parametrien määrittämiseen kiinnitettävä suuresti huomiota. Toisaalta myös kuivakuoren leikkauslujuuden määrittäminen on yhtä tärkeää.



Kuva 52: Piipanojan tapauksessa suuri osa liukupinnan passiivimomentista muodostuu kuivakuoren leikkauslujuudesta. Tässä tapauksessa junakuorman alla olevien lamellien huokospaineeseen lisätään kuormasta aiheutuva jännitys.



### 4.3 Kärsämäen (km 271+560) mallinnus ja laskenta

Slope/W 2004 ja Geocalc laskennat tehtiin vastaavasti kuin Piipanojassa. Liukupintalaskelmat laskettiin mitoituskuormalla ja ilman junakuormaa. Suljetun tilan laskelmia ei laskettu ödometrikokeiden perusteella arvioituista suljetuista leikkauslujuuksista. Slope/W - ohjelmassa vakavuus tarkistettiin ottamalla päätyvaikutukset huomioon, koska vakavuuden kannalta kriittinen kohta on paikallinen (kuva 53). Päätyvaikutukset laskettiin lieriönmuotoisen murtopinnan päissä vaikuttavan suljetun leikkauslujuuden avulla (liite 3). Päätyvoimista muodostuneet passiivimomentit jaettiin 80 m matkalle tasan, jonka jälkeen varmuusluku laskettiin aktiivimomentin ja päätyvaikutuksien kasvattaman passiivimomentin suhteena. Slope/W -ohjelmassa liukupintana käytettiin ympyrän ja suoran yhdistelmää. Geocalc-ohjelmalla lasketut vakavuudet perustuvat ympyränmuotoiseen liukupintaan.  $c' - \phi'$  - laskennoissa kuivakuoren alla oleva savi mallinnettiin kahtena kerroksena. Pohjavedenpinta mallinnettiin kuivakuorisaven alapintaan. Laskelmat suoritettiin B 15 noudattaen.



*Kuva 53: Vähäjoki kaartaa tutkimuskohteen kohdalla. Rinne laskee jyrkästi vanhalta maantieltä jokeen.*

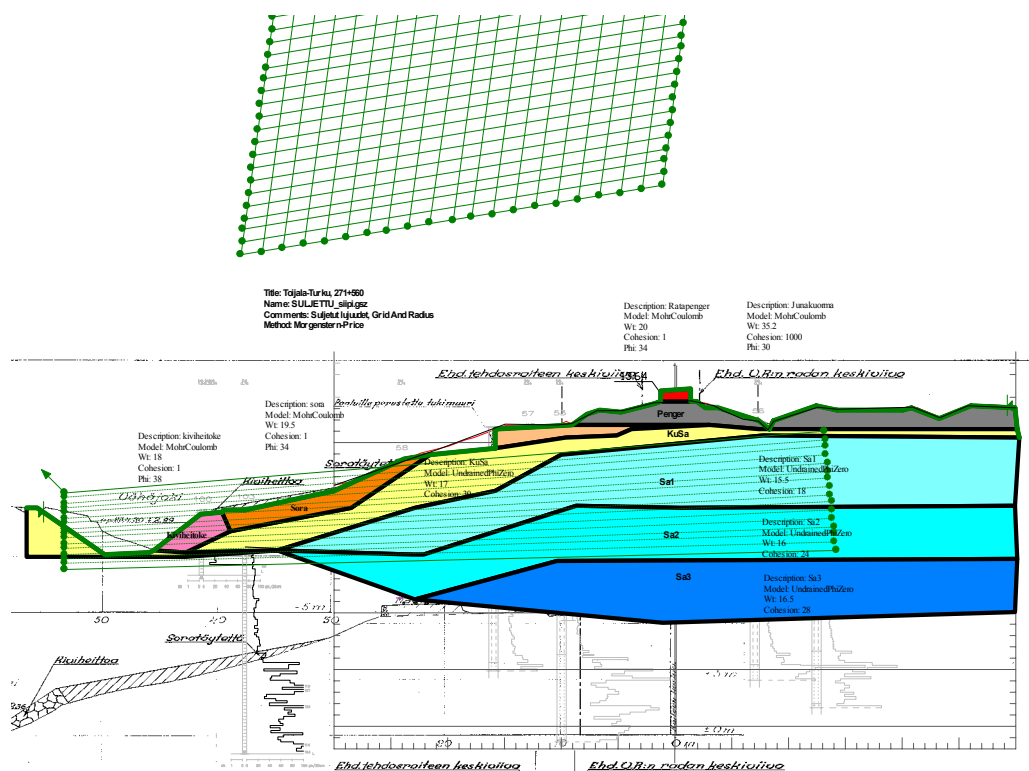
Mallinnuksessa käytettiin apuna maastomallia, siipikairauksia, painokairauksia, maatutkaluotausta ja vuoden 1945 suunnitelmaa (liite 1). Kerrosrajat tulkittiin siipikairausten ja painokairausten avulla. Vuoden 1945 suunnitelma osoittautui

erittäin käyttökelpoiseksi apuvälineeksi. Suunnitelman avulla voitiin maastomallia korjata ja täydentää. Maastomallia täydennettiin Vähäjoen toiselle puolelle asti, yhtäaikaaisesti tulkiten vanhaa suunnitelmaa ja täydentäviä kairauksia. Maastomalli korjattiin vanhan maantien reunassa olevan tukimuurin kohdalla pystysuoraksi. Ratapenger mallinnettiin vanhan suunnitelman, maatutkaluotauksen ja maastomallin avulla. Suunnitelmasta ilmeni, että ratapengertä on levennetty vuoden 1945 jälkeen yhden tehdasraiteen verran. Maatutkaluotauksen mukaan penkereen alapinta uloittui noin 2,3 metrin syvyyteen. Ratapenkereen ja Vähäjoen välissä kulkeva vanha maantie mallinnettiin niin lujaksi, ettei paikallista sortumaa pääse tapahtumaan tukimuurin kohdalla.

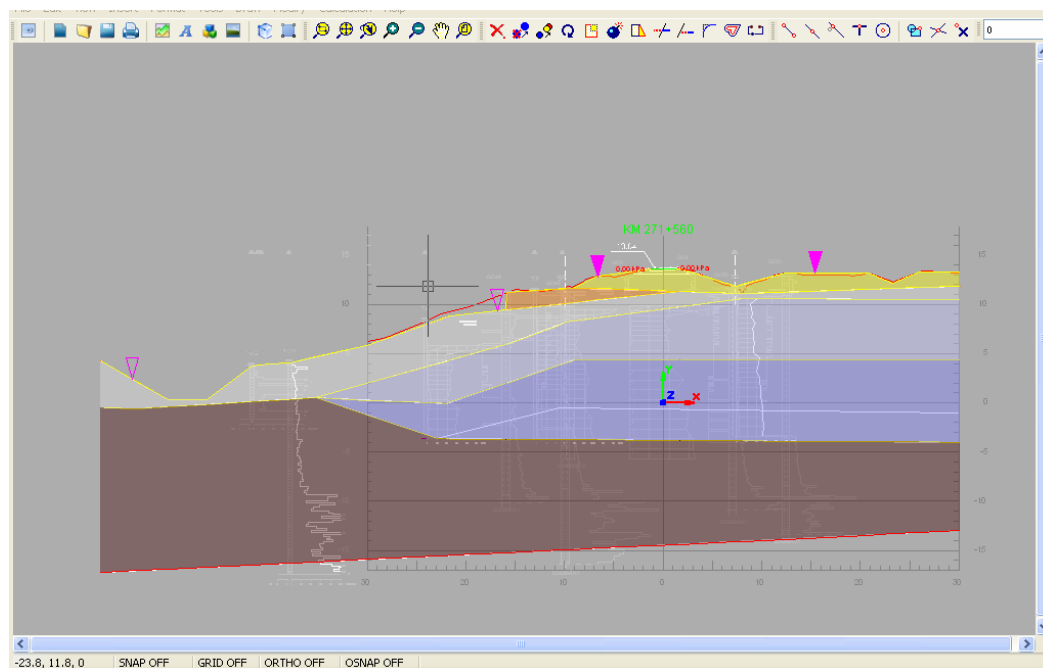
Kuivakuorisavikerros tulkittiin siipikairausten perusteella ja sen suljetuksi leikkauslujuudeksi määritettiin 30 kPa. Penkereen ja kuivakuoren alla oleva pehmeä savi jaettiin siipi – ja painokairauksien avulla 3 eri kerrokseen. Lisäksi Slope/W 2004 laskennoissa vanhan suunnitelman mukaiset eroosiosuojaksi tarkoitetut sora - ja kiviheitokekerrokset mallinnettiin. Geocalcissa eroosiosuojakerrokset mallinnettiin kuivakuorisavena. Lähimpänä Vähäjokea tehdyn painokairauksen mukaan savikerros ohenee kitkamaaksi (kuva 54). Savi - ja hiekkakerrosten rajakohta on arvioitu kairausten perusteella.

Kuvassa 54 on esitetty Slope/W 2004 mukainen malli. Mallissa on yhteensä 9 aluetta. Saven alla olevaa hiekkakerrosta ei ole mallinnettu. Vaarallisin liukupinta ratkaistiin hilaverkon ja säteiden avulla.

Kuvassa 55 on vastaava Geocalc v. 1.1 mukainen malli. Geocalcissa savikerrosten alla oleva hiekkakerros on mallinnettu, vaikka sillä ei ole vakavuuden kannalta merkitystä.



Kuva 54: Kärämäen (271+560) Slope/W 2004 kerrosjako. Mallin taustalla ovat kairaustiedot ja vanha suunnitelma. Vähäjokea lähimpänä oleva painokairaus osoittaa savikerroksen ohenevan kitkamaaksi. Mallissa harmaaväri kuvaa ratapengertä, oranssi soraa, vaaleanpunainen kiviheitoketta, sinertävät värit savikerroksia ja keltainen kuivakuorisavea. Beessi kuvaa tukimuurin mallinnuksessa tarvittavaa vahvistettua pengermateriaalia.



Kuva 55: Kärämäen (271+560) Geocalc v.1.1 mukainen malli. Sinertävät värit kuvaavat savikerroksia, keltainen väri ratapengertä, oranssi tukimuurin mallinnuksessa välttämätöntä vahvistettua pengermateriaalia, harmaa kuivakuorisavea ja ruskea hiekkaa.

Taulukoihin 10-12 on koottu laskentaparametrit tapauksittain.

*Taulukko 10: Siipikairauksiin perustuvat laskentaparametrit*

siipikairaus		km 271+560				
Kerros	$\mu$	$s_u$	$s_{ured}=\mu*s_u$	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
		kPa	kPa	kPa	°	kN/m <sup>3</sup>
Penger				2	34	20
vah.penger			500			20
Sora				1	34	19,5
kiviheitoke				1	38	18
KuSa			30			17
Savi 1	0,93	19,4	18,0			15,5
Savi 2	0,95	25,3	24,0			16
Savi 3	0,95	30	28,5			16,5
hiekkä				1	36	19

*Taulukko 11: Kartiokokeisiin perustuvat laskentaparametrit*

kartiokoe		km 271+560				
Kerros	$\mu$	$s_u$	$s_{ured}=\mu*s_u$	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
		kPa	kPa	kPa	°	kN/m <sup>3</sup>
Penger				2	34	20
vah.penger			500			20
Sora				1	34	19,5
kiviheitoke				1	38	18
KuSa			30			17
Savi 1	0,93	20	18,6			15,5
Savi 2	0,95	30	28,5			16
Savi 3	0,95	30	28,5			16,5
hiekkä				1	36	19

*Taulukko 12: C-φ menetelmän laskentaparametrit*

C-FII		km 271+560			
		huokospaineraja		murtosuora	
Kerros	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	$c'$	$\phi'$
	kN/m <sup>3</sup>	kPa	°	kPa	°
Penger	20	2	34	2	34
vah.penger	20	500		500	
Sora	19,5	1	34	1	34
kiviheitoke	18	1	38	1	38
KuSa	17	30		30	
Savi 1	15	6,2	13,7	11	15,2
Savi 2	15,5	17,6	10,2	19,6	11,1
Savi 3	16	17,6	10,2	19,6	11,1
hiekkä	19	1	36	1	36

#### 4.3.1 Tulokset ja niiden vertailu

Alla olevaan taulukkoon 13 on koottu Kärämäen liukupintalaskelmien tulokset.

Taulukko 13: Kärämäen liukupintalaskelmien tulokset

KÄRSÄMÄKI (271+560) LIUKUPINTALASKELMAT							
Lujuusarvot	menetelmä	SLOPE/W 2004				GEOCALC v. 1.1	
		Kuormat				Kuormat	
		ilman junaa	päätyvaik.	35,2 kN/m <sup>2</sup>	päätyvaik.	ilman junaa	35,2 kN/m <sup>2</sup>
<b>SIIPi</b>							
	M-P	1,09	1,21	1,03	1,14	1,03	1
	BISHOP	1,09	1,2	1,02	1,13	1,02	0,96
	JANBU	1,09		1,02		0,98	0,91
<b>KARTIO</b>							
	M-P	1,13	1,21	1,07	1,17	1,06	1,02
	BISHOP	1,12	1,21	1,06	1,16	1,11	1
	JANBU	1,18		1,09		1,06	1
<b>C-Fii</b>							
huokospaine- raja	M-P	1,39	1,47	1,32	1,39	1,52	1,46
	BISHOP	1,4	1,48	1,32	1,4	1,53	1,46
	JANBU	1,39		1,3		1,54	1,47
<b>C-Fii</b>							
murtosuora	M-P	1,57	1,62	1,49	1,52	1,78	1,71
	BISHOP	1,56	1,62	1,49	1,52	1,79	1,71
	JANBU	1,6		1,51		1,78	1,67

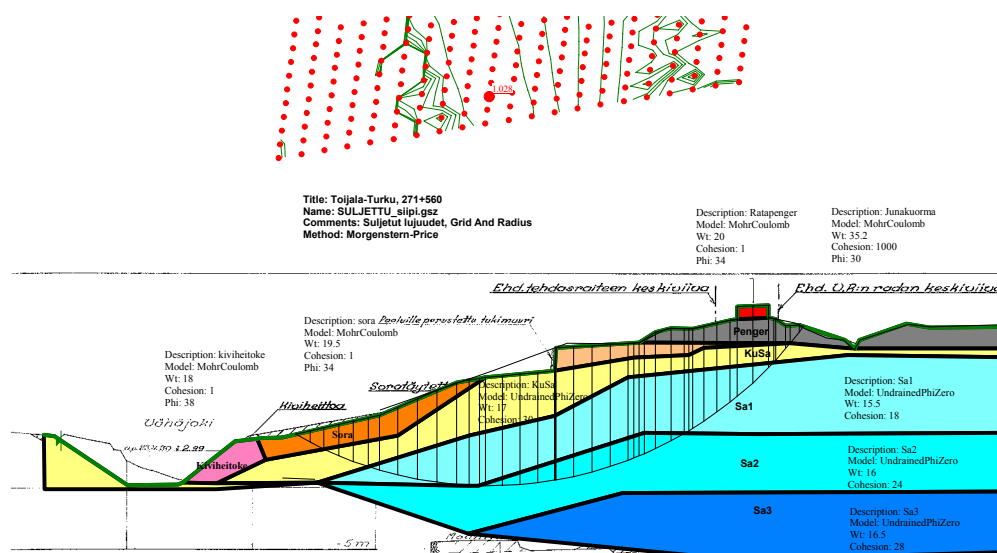
Suljetun tilan laskelmissa ohjelmien kesken ei ole havaittavissa huomattavaa eroa. Siipikairauksiin perustuvilla lujuuksilla laskettaessa saatiin pienimmät varmuudet. Geocalc laskelmissa päädyttiin osassa tapauksista alle 1 varmuuslukuihin. Varmuusluvun vaihteluväli 0,91...1,03 on hyvin pieni, kun otetaan huomioon kaikki laskentamenetelmät ja molemmat ohjelmat. Myös kartiokokeisiin perustuvilla suljetuilla leikkauslujuuksilla laskettaessa saatiin pieniä varmuuslukujen arvoja. Vaihteluväliksi muodostui 1...1,09. Junakuorman vaikutus vakavuuteen ei ole kovin suuri. Laskelmien mukaan vaikutus jää alle 6 %.

Kärämäen kriittisin kohta vakavuuden kannalta on suhteellisen paikallinen. Kun, laskelmiin otettiin mukaan päätyvaikutukset tilanne parani hieman. Tällöin varmuusluvun vaihteluväliksi muodostui 1,13...1,17. Ilman junakuormaa vastaavasti varmuusluvuksi saatiin 1,21.

$c'-\phi'$  laskennat suoritettiin huokospainerajan sekä murtorajan mukaan määritetyillä tehokkailla parametreilla. Eri laskentaohjelmien välillä ei havaittu suurta eroa. Geocalcilla lasketut varmuusluvut olivat näennäisesti suurempia kuin Slopella lasketut. Eroavaisuus selittyy junakuormasta aiheutuvan huokosylipaineen mallinnuksesta. Kärämäessä pitkä liukupinta kulki pehmeässä savessa junakuorman alla olevissa lamelleissa. Tällöin Slopessa kyseisten lamellien huokospaineeseen

lisättiin junasta aiheutuva lisäjännitys. Geocalcissa ei huomioitu lainkaan junasta aiheutuvaa huokosylipainetta. Lisäksi Geocalc laskelmissa ei onnistuttu mallintamaan sora - ja kiviheitokekerrosta. Jälkimmäisen syyn vaikutus oli vähäinen. B 15 mukaan Slopella laskettaessa varmuusluvuksi muodostui 1,32. Päätyvaikutukset huomioituna kasvoi varmuusluku vähän yli 5 %. Murtotilan parametrien mukaan määritetyt varmuusluvut olivat kaikki lähellä hyväksyttävää varmuustasoa 1,5.

$c'-\phi'$  analyysillä saadut tulokset olivat 28...44 % suurempia kuin suljetuilla leikkauslujuuksilla laskettaessa. Ero johtuu menetelmien erilaisuudesta. Suljetut leikkauslujuudet edustavat murtohetkellä mitattuja arvoja. Tällöin huokosvedenpaine sisältyy mitattuihin lujuusarvoihin.  $c'-\phi'$  analyysissä murtotila määritetään laskemalla, jolloin mittaushetkellä vaikuttanut huokospaine vaikuttaa lujuusarvoihin.



Kuva 56: Kärsämäen pitkä liukupinta.  $C-\phi$ -laskennoissa junakuormasta aiheutuva jännitys lisättiin alla olevien lamellien huokospaineeseen.

## 5 Vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä

### 5.1 Mallinnus käyttäen *Plaxis v. 8.6* ohjelmaa

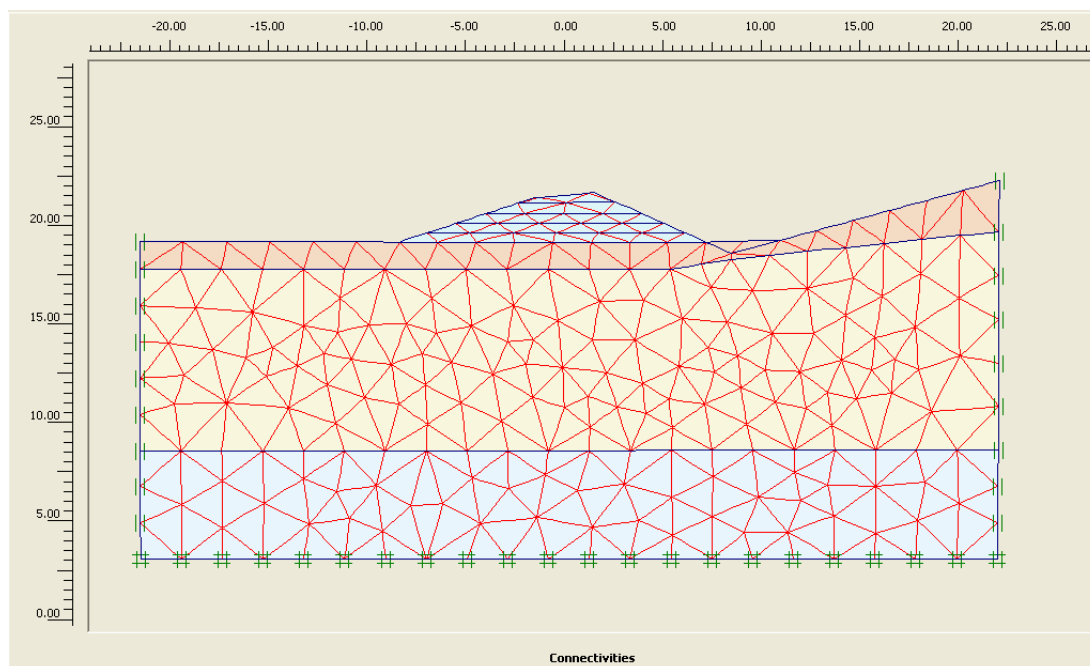
Plaxiksessa mallinnettava poikkileikkaus jaetaan kolmionmuotoisiin elementteihin. Tämän työn laskelmissa käytettiin 15 solmun kolmioelementtiä. Tutkimuskohteiden poikkileikkaukset mallinnettiin syöttämällä liukupintalaskelmien koordinaattipisteet ohjelmaan. Tämän jälkeen muodostuneille alueille syötettiin laboratoriokokeissa määritetyt laskentaparametrit. Laskennat suoritettiin kahdella eri tavalla. Molemmissa mallinuksissa laskennat aloitettiin kairauksien perusteella määritetystä initiaalitulasta. Initiaalitulassa laskettiin huokospaine – ja jännitys jakauma. Initiaalitulasta jälkeen ratapenkereen rakennusvaiheet laskettiin suljetussa tilassa. Jokaisen rakennusvaiheen jälkeen annettiin penkereen konsolidoitua avoimessa tilassa kunnes radan korotuksista johtuva huokosvedenylipaine tasaantui. Em. mallinnusta jatkettiin nykytilanteeseen asti. Tämän jälkeen ensin mainitulla mallinnustavalla laskettiin junakuormasta aiheutuva huokosvedenylipaine. Lopuksi vakavuus määritettiin nk.  $c - \phi$  -reductionilla suljetussa tilassa. Toinen mallinnustapa perustui kuorman kasvatukseseen. Tällöin sekä penkereen tilavuuspainoa että junakuormaa kasvatettiin prosentuaalisesti kunnes murtotila saavutettiin. Tässä tapauksessa varmuusluku vastasi suoraan murtokuorman prosentuaalista kasvua.

Kärsämäen laskelmat mallinnettiin Mohr-Coulomb mallilla monimutkaisesta geometriasta ja jännityshistoriasta johtuen. Samasta syystä liukupintamenetelmissä käytettyä mallia pelkistettiin. Kärsämäen jyrkkä luiska mallinnettiin kuivakuorisavena ja tukimuuri sekä vanha maantie ratapenkereen vieressä jätettiin mallintamatta. Mitoituskuormana käytettiin 25 t akselipainoa vastaavaa 35,2 kPa suuruista tasaistakuormaa.

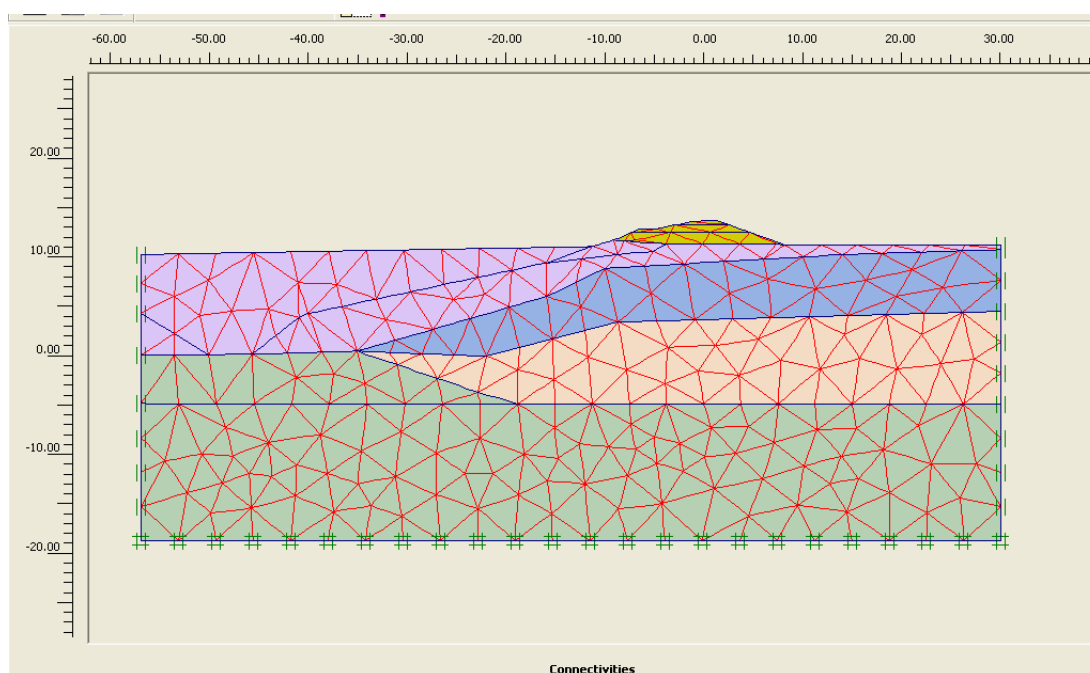
Piipanojan laskelmat suoritettiin käyttäen MC, SSC ja HS materiaalimalleja. Mitoituskuorman lisäksi kuormana käytettiin huokospainemittauksia varten pysäytetyn tavarajunan kuormaa.

Toteutetuissa mallinuksissa painumat eivät vastaa todellisuutta. Toisaalta niiden vaikutus vakavuuteen on hyvin pieni. Lähtötietojen puutteellisuuden vuoksi järkevämpää tapaa mallinnuksiin ei ollut.





Kuva 57: Piipanojan elementtijako. Kerrokset ylhäältä alaspäin: Ratapenger, kuivakuorisavi, pehmeä savi ja vettäläpäisevä kitkamaa. Initiaalitilaa kuvaa oranssin alueen yläpinta.



Kuva 58: Kärämäen elementtijako. Kerrokset ylhäältä alaspäin ratapenger (kel.), kuivakuorisavi (viol.), savi 1 (tum.sin.), savi 2 (oranssi.) ja vettäläpäisevä kitkamaa (vihr.). Initiaalitilassa maanpinta oli käytännössä tasainen (violetti alue).

## 5.2 Laskenta

Plaxiksen nk.  $c'-\phi'$  reductionissa vakavuus lasketaan pienentämällä kaikkien kerrosten tehokkaiden parametrien arvoa murtoon asti. Varmuusluku määritetään



alkuarvon ja murtoon asti pienennetyn parametrin suhteella seuraavasti.

$$F = \frac{\tan \varphi'_{in}}{\tan \varphi'_{re}} = \frac{c'_{in}}{c'_{re}} \quad (5.2.1)$$

$\tan \varphi'_{in}$  on määritetyn kitkakulman tangentti

$\tan \varphi'_{re}$  kitkakulman tangentti murrossa

$c'_{in}$  määritetty koheesio

$c'_{re}$  koheesio murrossa

Huokosylipaineen kehitys murtotilaan jää laskennassa huomioimatta.

Kuorman kasvatukseen perustuvassa mallinnustavassa huokosylipaineen kasvu murtoon on huomioitu. Penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa kasvatettiin 10 % portain murtoon asti. Laskentaan ja mallinnukseen liittyy tiettyjä ongelmia, joita käsitellään tulosten yhteydessä.

Kaikissa laskelmissa käytettiin laboratoriossa määritettyjä tehokkaita parametreja  $c'$  ja  $\varphi'$ . Lähtökohtaisesti laskennoissa pyrittiin käyttämään laboratoriossa määritettyjä parametreja. Käytännössä HS materiaalmallin kimmomoduuleja jouduttiin muokkaamaan ohjelman tarpeiden mukaiseksi. Ongelmia syntyi, koska suomalaisten savien ödometrikokeesta määritettävä kimmomoduuli  $E_{oed}^{ref}$  on liian pieni Plaxiksessa sovellettavaan käytäntöön. Kaikki tarvittavat kimmomoduulit määritettiin  $E_{oed}^{ref}$  mukaisiksi, koska ödometrikokeista saatava tulos on huomattavasti luotettavampi kuin avoimista kolmiaksiaalikoikeista.

Kuivakuorisavelle käytettiin 30 kPa suuruista suljettua leikkauslujuutta. Kuivakuoren vedenläpäisevyyskerroin arvioitiin kertaluokkaa suuremmaksi kuin alla olevan pehmeän savikerroksen. Ratapenkereen, kuivakuorisaven ja hiekan laskentamallina käytettiin M-C mallia. Taulukoihin 14 - 19 on kerätty laboratoriossa määritetyt laskentaparametrit. Taulukoissa on ensimmäisenä huokospainerajan mukainen ja jälkimmäisenä murtorajan mukaiset tehokkaat parametrit  $c'$  ja  $\varphi'$ . Kappaleessa 2.4 on kuvattu tarkemmin eri menetelmien teoriaa.

*Taulukko 14: Piipanojan Mohr-Coulomb mallin laskentaparametrit*

**km 269+640 MC**

kerros	malli	$\gamma_{unsat}$	$\gamma_{sat}$	$k_x$	$k_y$	$E^{ref}$	$\nu$	$c'$	$\phi'$	$\psi$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	Mpa		kPa	°	0
Penger	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00	60	0,35	2	34	0
KuSa	MC	17,3	17,3	3,48E-04	1,74E-04	40	0,35	30	1	0
Savi1	MC	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	10,9	0,35	6/8,2	13,2/18,6	0
Hiekka	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00	60	0,35	1	36	0

Taulukko 15: Piipanojan Hardening-soil mallin laskentaparametrit

km 269+640 HS

kerros	malli	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$k_x$	$k_y$	$E_{50}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ped}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$E^{\text{ref}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	Mpa	kPa	Mpa	Mpa	kPa	°	0
Penger	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00		0,35	2	60	2	34	0
KuSa	MC	17,3	17,3	3,48E-04	1,74E-04		0,35	10	40	30	1	0
Savi1	HS	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	1,4	455	5,2		6/8,2	13,2/18,6	0
Hiekka	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00				60	1	36	0

Taulukko 16: Piipanojan Soft-Soil-Creep mallin laskentaparametrit

km 269+640 SSC

kerros	malli	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$k_x$	$k_y$	$\mu^*$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$c'$	$\phi'$	$\psi$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	*10 <sup>-3</sup>			kPa	°	0
Penger	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00				2	34	0
KuSa	MC	17,3	17,3	3,48E-04	1,74E-04				30	1	0
Savi1	SSC	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	4,645	0,165	0,015	6/8,2	13,2/18,6	0
Hiekka	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00						

Taulukko 17: Kärämäen Mohr-Coulomb mallin laskentaparametrit

km 271+560 MC

kerros	malli	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$k_x$	$k_y$	$E^{\text{ref}}$	$\nu$	$c'$	$\phi'$	$\psi$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	Mpa		kPa	°	
Penger	MC	20	20	1,00E+00	1,00E+00	50	0,35	1	34	0
KuSa	MC	17,3	17,3	1,00E-04	1,00E-04	30	0,35	30	1	0
Savi1	MC	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	11	0,35	6,2/11	13,7/15,2	0
Savi2	MC	16	16	4,10E-05	2,05E-05	11	0,35	17,6/19,6	10,2/11,1	0
Hiekka	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00	50	0,35	1	36	0

Taulukko 18: Kärämäen Hardening-Soil mallin laskentaparametrit

km 271+560 HS

kerros	malli	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$k_x$	$k_y$	$E_{50}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ped}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$E^{\text{ref}}$	$c'$	$\phi'$	$\psi$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	Mpa	kPa	MPa	MPa	kPa	°	
Penger	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00				50	2	34	0
KuSa	MC	17,3	17,3	3,48E-04	1,74E-04				30	30	1	0
Savi1	HS	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	1,3	582	3,9		6,2/11	13,7/15,2	0
Savi2	HS	16	16	4,10E-05	2,05E-05	0,98	355	2,7		17,6/19,6	10,2/11,1	0
hiekk	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00				50	1	36	0

Taulukko 19: Kärämäen Soft-Soil-Creep mallin laskentaparametrit

km 271+560 SSC

kerros	malli	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$k_x$	$k_y$	$\mu^*$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$e_0$	$c'$	$\phi'$	$\psi$	$E^{\text{ref}}$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/day	m/day	*10 <sup>-3</sup>				kPa	°		
Penger	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00					2	36	0	50
KuSa	MC	17,3	17,3	3,48E-04	1,74E-04					30	1	0	30
Savi1	SSC	15,5	15,5	9,50E-05	4,75E-05	4,645	0,165	0,015	1,8	6,2/11	13,7/15,2	0	
Savi2	SSC	16	16	4,10E-05	2,05E-05	4,82	0,193	0,029	1,83	17,6/19,6	10,2/11,1	0	
hiekk	MC	19	19	1,00E+00	1,00E+00					1	36	0	50

## 5.3 Tulokset ja vertailu

### 5.3.1 Piipanoja

Tarkoituksena oli selvittää kahden eri mallinnustavan vakavuuslaskentaa Plaxisen ympäristössä. Lisäksi laskettua huokosylipainetta oli tarkoitus vertailla mitattuihin arvoihin. Lopputuloksista huomataan, että käytettyjen mallinnustapojen välille syntyi vain vähän eroa. Piipanojan tulokset on koottu taulukkoon 20. Taulukon 20 arvoista ensimmäinen kuvaa  $c'-\phi'$ -reductionilla ja jälkimmäinen kuorman kasvatuksella laskettuja varmuuslukuja. Ilman junaa kohdalla olevat arvot vastaavat huokospainerajan / murtosuoran mukaan laskettuja varmuuslukuja.

Eri materiaalimallien välille ei syntynyt suurta eroa. MC mallilla määritetyt varmuusluvut olivat molemmilla menetelmillä laskettuina hieman pienempiä kuin SSC mallilla. Vähäinen ero selittyy lähtötilanteen mallinnuksella. Laskennan lähtötilanteessa huokosvedenylipaine oletettiin kokonaan tasaantuneeksi. Käytännössä eroa eri materiaalimallien huokosylipaineeseen syntyi vasta junakuorman vaikutuksesta. Tämä ero huokosylipaineessa laskentamallien kesken oli vähäinen. Lisäksi  $c'-\phi'$ -reduction käyttää kyseisiä huokospainejakaumia vakavuuden laskentaan, jolloin pienet erot huokosylipaineessa johtavat pieniin eroihin lopputuloksessa. Piipanojassa eri mallinnustavat antoivat lähellä toisiaan olevat lopputulokset. Tehokkaiden parametrien  $c'$  ja  $\phi'$  vaikutus oli suurin. Huokospainerajan mukaisilla parametreilla saatiin noin 17 % pienempiä varmuuslukuja kuin vastaavilla murtosuoran mukaisilla.

Penkereessä tapahtui paikallinen sortuma, kun SSC mallissa käytettiin murtosuoran mukaisia parametreja. Tällöin saveen ei ehtinyt muodostua nk. yhtenäistä plastista vyöhykettä. HS malli ei soveltunut Piipanojan mallintamiseen, sillä pehmeän saven laskentaparametrit eivät kelvanneet ohjelman oletusarvoihin.

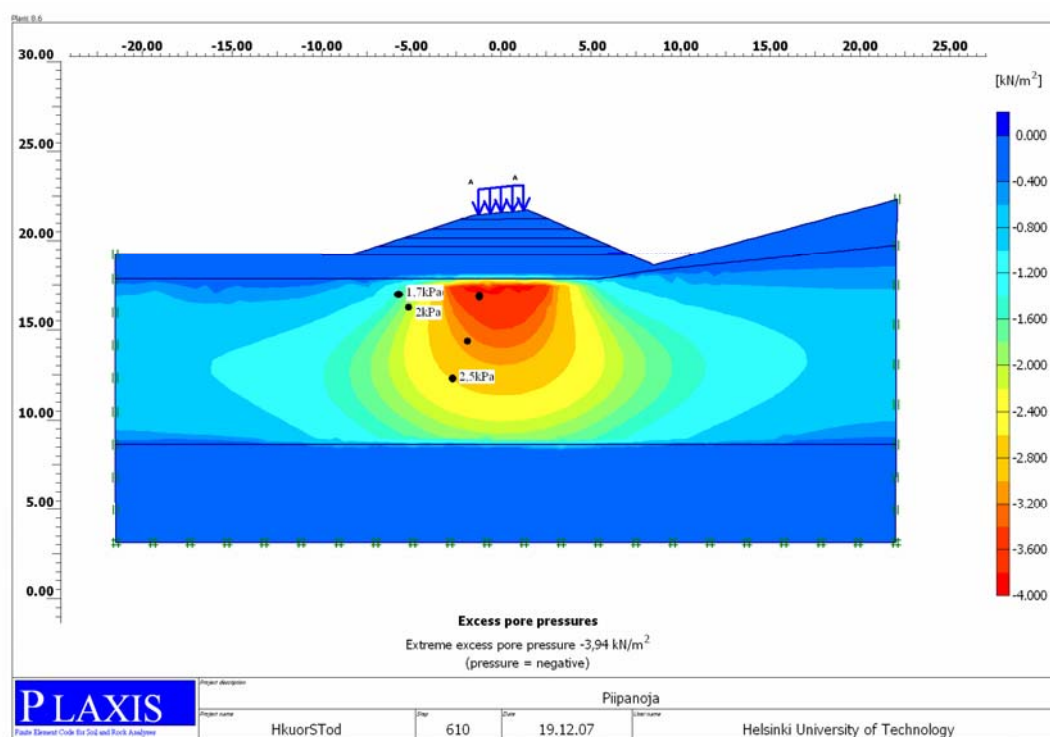
*Taulukko 20: Piipanojan Plaxis laskelmien tulokset. Kahdessa ensimmäisessä sarakkeessa olevat ensimmäiset arvot kuvaavat  $c'-\phi'$ -reductionilla ja jälkimmäiset arvot koekuormitukseen perustuvan menetelmän tuloksia. Viimeinen sarakkeen ensimmäinen tulos on huokospainerajan ja jälkimmäinen murtosuoran mukaan laskettu.*

Piipanoja	Huokospaineraja	Murtosuora	
malli	35,2kN/m <sup>3</sup>	35,2kN/m <sup>3</sup>	ilman junaa
MC	1,41 / 1,45	1,65 / 1,71	2,07 / 2,23
SSC	1,49 / 1,55	* / 1,79	1,9 / *
HS	1,45 / 1,41	** / **	1,7 / **

\* = ratapenkereessä tapahtui paikallinen sortuma

\*\*=Laskentaparametrit eivät kelvanneet

Kuvassa 59 on esitetty SSC mallilla laskettu todellisen junakuorman aiheuttama huokosylipainejakauma. Mustat pisteet kuvassa esittävät mittauksia varten asennettujen huokospainekärkien sijaintia. Jakauma vastaa miltei täydellisesti luotettavasti mitattujen pisteiden ylipaineita. Myös MC ja HS mallien ylipainejakaumat vastasivat melko hyvin mitattujen pisteiden arvoja. Kuvan 59 laskennan mukaan pysäytetystä junasta huokosylipainetta syntyi suurimmillaan vain alle 4 kPa.

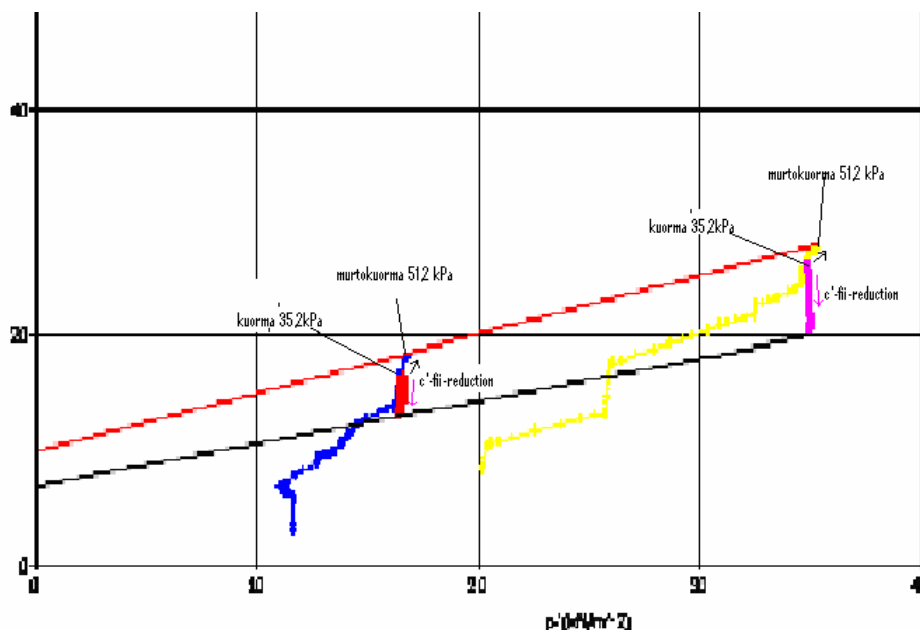


Kuva 59: SSC mallilla laskettu huokosylipainejakauma. Tummat pisteet kuvaavat mittauspisteitä. Kuvasta erottuu selkeästi penkereen alle muodostuva sydänalue. Kuvaan on lisätty huokospainemittauksista onnistuneesti mitattujen pisteiden tulokset. Näissä pisteissä lasketut arvot vastaavat hyvin mittaustuloksia.

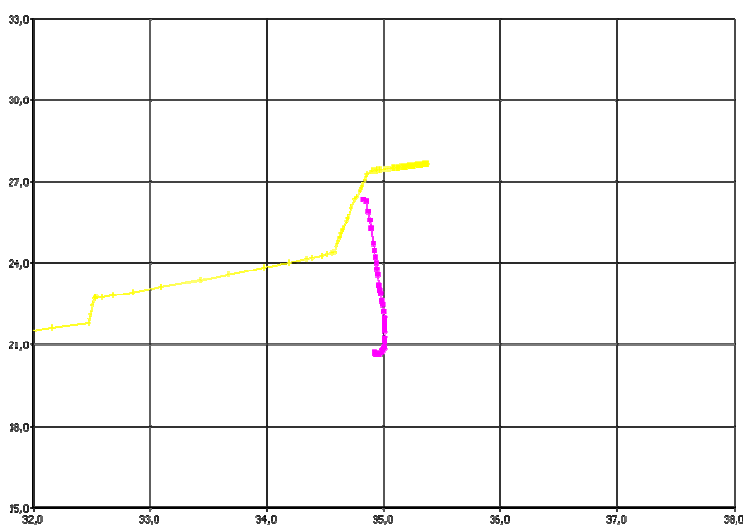
Eri mallinnustapojen erot ilmenevät selvästi piirrettäessä jännityspolut  $p'$ - $q$  koordinaatistoon. Kuvan 60 jännityspolutarkasteluun on valittu kaksi jännityspistettä murtokohdista. Punainen ja vaaleanpunainen jännityspolku on  $c'$ - $\phi'$ -reductionin mukainen. Näiden mukaiset jännityspolut nousevat aluksi hieman, jonka jälkeen ne laskevat miltei pystysuoraan murtoon asti. Syy tällaiseen käyttäytymiseen ei selvinnyt diplomityössä. Kuorman kasvatukseen perustuvan menetelmän jännityspolkuja on kuvattu sinisellä ja keltaisella värillä. Jännityspolut nousevat murtoon asti. Kuvaan on piirretty kummankin menetelmän murtosuorat, joiden avulla murtosuoran sijaintiin vaikuttavat Loden kulmat pystytään selvittämään.

Lähtötilan tehokkaat parametrit  $c'$  ja  $\phi'$  määrittävät punaisen murtosuoran paikan.

$c'$ - $\phi'$ -reductionin lopputilanne on musta murtosuora. Kuvan 60 murtokohdan parametreiksi määritettiin kaavan 5.2.1 avulla  $c'_{re} = 4,3$  kPa ja  $\phi'_{re} = 9,4$ .

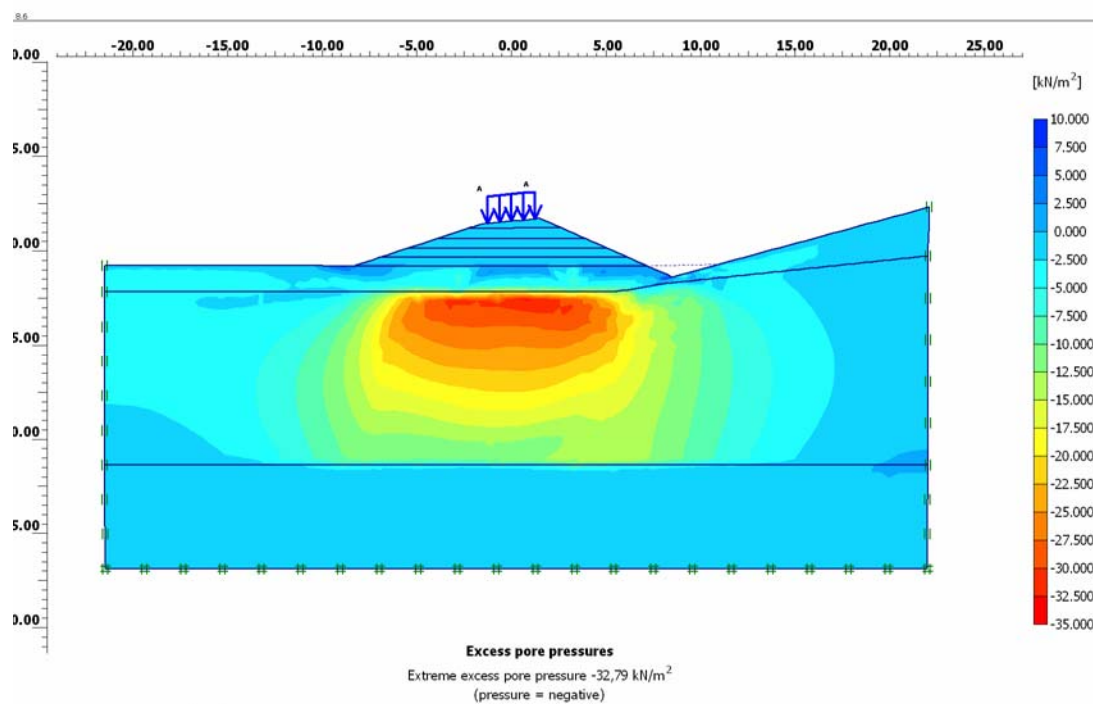


Kuva 60: Murtovyöhykkeestä valittujen kahden pisteen jännityspolkukuvaajat  $p'$ - $q$  koordinaatistossa. Punainen murtosuora kuvaa lopputilaa koekuormitukseen perustuvassa menetelmässä. Musta suora kuvaa  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla saavutettua murtotilaa. Punainen ja vaaleanpunainen jännityspolku muodostui  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla. Kuvassa pienellä nuolella on merkitty sekä koekuormitukseen että  $c'$ - $\phi'$ -reductioniin perustuvien jännityspolkujen kulkusuunnat. Lähtötilanne on kohdassa kuorma 35,2 kPa. Kuvan murtosuoria vastaavat varmuusluvut vastaavat taulukon 20 MC mallilla huokospainerajan parametrien mukaan laskettuja varmuuslukuja.



Kuva 61: Jännityspolun käyttäytyminen  $p'$ - $q$  koordinaatistossa molemmissa menetelmissä. Vaaleanpunainen käyrä kuvaa  $c'$ - $\phi'$ -reductionin jännityspolkua murtoon asti. Keltainen käyrä kuvaa kuorman kasvatusa. Lähtötilanne on käyrien leikkauspiste, jossa junakuorma alkaa vaikuttaa.

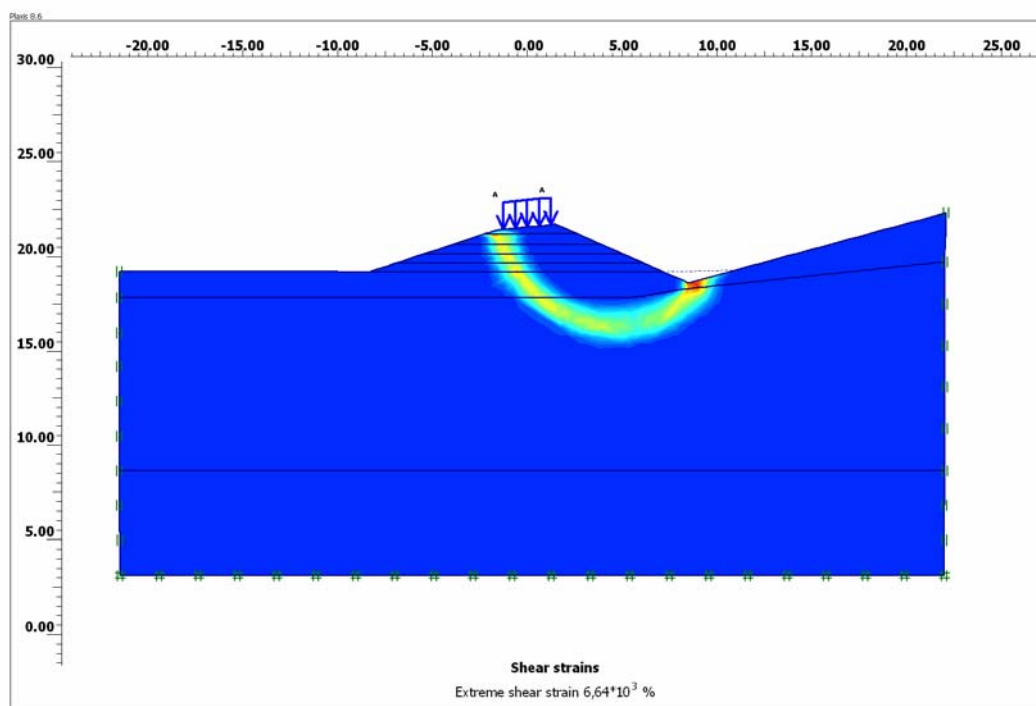
Kuvassa 62 on esitetty MC mallilla laskettu huokosylipainejakauma ennen murtoa. Huokosylipaineen kehityksen mallinnus onnistuu ainoastaan koekuormitukseen perustuvalla menetelmällä. Penkereen kuormaa ja junanpainoa kasvattamalla voitiin huokosylipaineen kehittymisen lisäksi seurata saven plastisoitumista ja plastisia leikkausmuodonmuutoksia. Kuvan 62 tapaus vastaa huokospainerajan mukaisilla tehokkailla parametreilla laskettua huokospainejakaumaa. Junakuormaa on kasvatettu 1,4 kertaiseksi eli arvoon 49,3 kPa.



Kuva 62: Huokospainerajaan perustuvien tehokkaiden parametrien mukaan MC mallilla laskettu huokosvedenylipaine juuri ennen murtoa.

Plastisten leikkausmuodonmuutosten avulla saatiin sortuva alue näkyviin. Kuvassa 64 esitetty sortuma on vastaava kuin liukupintamenetelmällä saadut.

Liukupintamenetelmällä kartiokoelujuuksilla lasketut varmuusluvut vastasivat Plaxis laskelmia. Jokaisesta Plaxis laskelmasta tarkistettiin, että murtomekanismi on syntynyt.



Kuva 63: Laskennoissa muodostunut murtovyöhyke.

### 5.3.2 Kärsämäki

Kärsämäen tulokset on kerätty taulukkoon 21. Taulukon tulokset ovat vastaavassa järjestyksessä kuin Piipanojassa. Eri menetelmillä saadut varmuusluvut erosivat huomattavasti toisistaan. Koekuormitukseen perustuvalla menetelmällä saadut lukemat olivat jopa 33 % suuremmat kuin  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla.

Koekuormitusmenetelmässä murtokohta valittiin tutkimalla liukuvyöhykkeen kehittymistä jokaisen kuorman kasvatuksen jälkeen. Murtokohdaksi määritettiin kohta, jossa plastinen vyöhyke oli kokonaisuudessaan kehittynyt. Tässä vyöhykkeessä myös leikkausmuodonmuutokset olivat suurimpia.

Syynä menetelmien väliseen suureen eroon lienee poikkileikkauksen geometria. Kuorman lisäyksen vaikutus ei ulottunut pitkään ja jyrkästi laskevaan luiskaan asti, vaan jakautui poikkileikkauksen kokoon nähden suhteellisen pienelle alueelle. Näin ollen plastinen vyöhyke kehittyi oletettua hitaammin kuorman kasvaessa.

Laskettaessa  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla vakavuutta, huomioidaan tehokkaiden parametrien pienennys kaikkialla poikkileikkauksessa.

Näistä kahdesta menetelmästä  $c'$ - $\phi'$ -reduction vastaa parhaiten esim. pitkäaikaisen rankkasateen aiheuttamaa tilannetta, joka useimmiten on vaarallisin tilanne laaja-alaisessa rinnesortumassa.

Edellä kuvatuista syistä johtuen koekuormitukseen perustuva menetelmä ei soveltunut Kärsämäen laskentamalliksi.

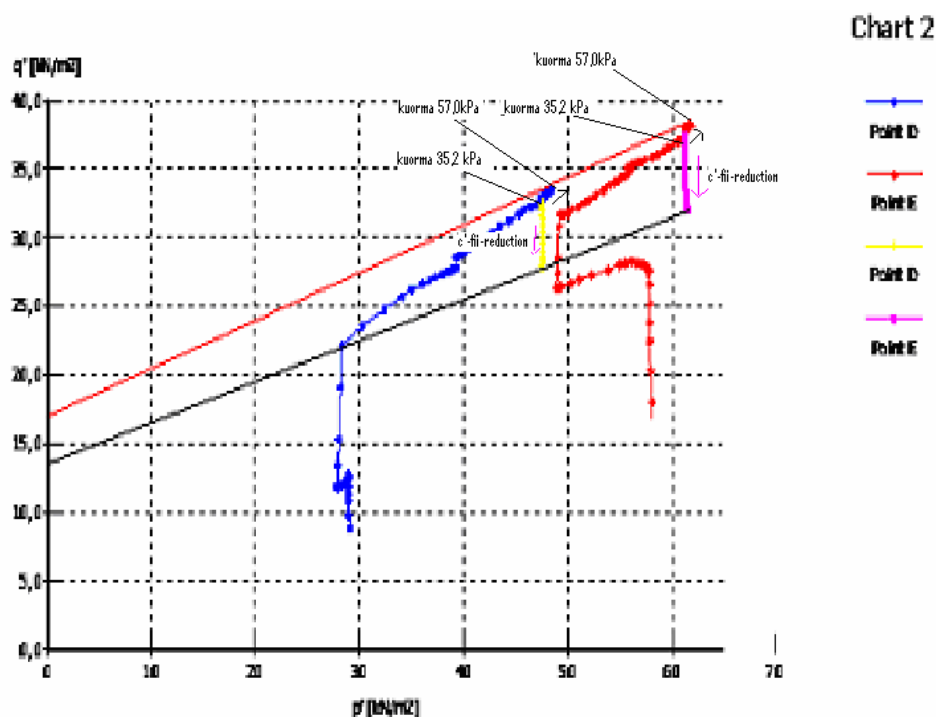
Tehokkaiden parametrien vaikutus oli suuri. Varmuusluku kasvoi yli 16 %, kun käytettiin murtosuoran mukaista  $c'$  ja  $\phi'$ . Junakuorman vaikutus vakavuuteen jäi alle 7 %, kuten liukupintamenetelmissäkin.

*Taulukko 21: Kärsämäen Plaxis laskelmien tulokset. Kahdessa ensimmäisessä sarakkeessa olevat arvot kuvaavat järjestyksessä  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla ja koekuormitukseen perustuvan menetelmän tuloksia. Viimeisen sarakkeen ensimmäinen tulos on huokospainerajan ja jälkimmäinen murtosuoran mukaan laskettu.*

Kärsämäki	Huokospaineraja	Murtosuora	
malli	35,2kN/m <sup>3</sup>	35,2kN/m <sup>3</sup>	ilman junaa
MC	1,22 / 1,62	1,41 / 2,1	1,30/ 1,55

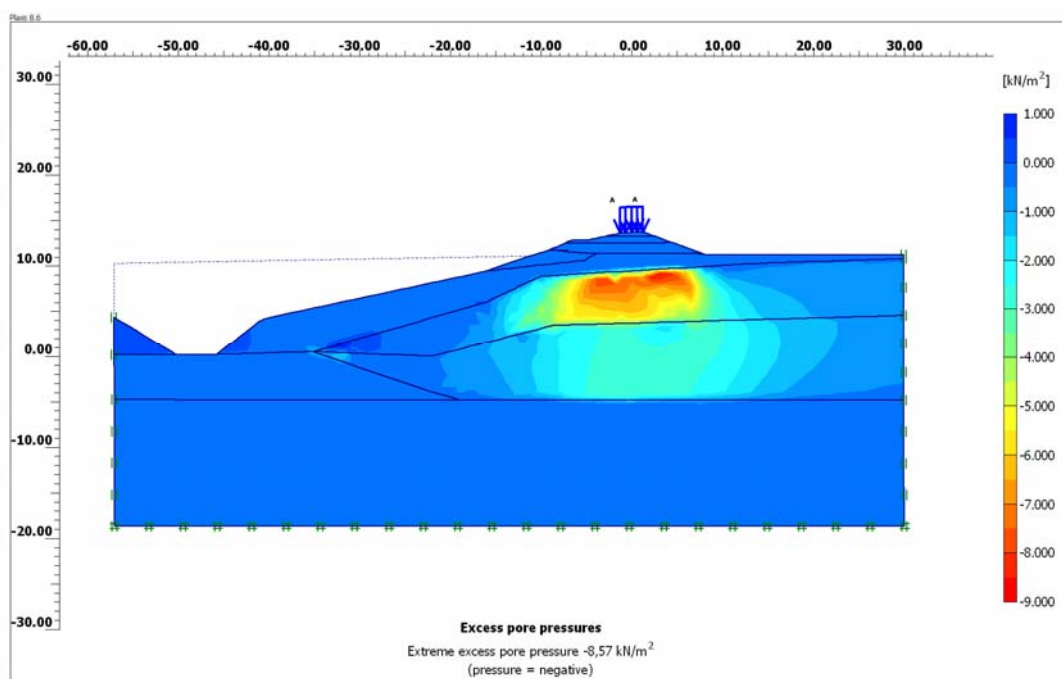
Kuvassa 64 on esitetty kahden jännityspisteen jännityspolut murtoon asti  $p'$ - $q$  koordinaatistossa. Keltainen ja vaaleanpunainen jännityspolku vastaa  $c'$ - $\phi'$ -reduction menetelmää. Vastaava mystinen ilmiö kuin Piipanojassa tapahtuu myös Kärsämäessä. Jännityspolut kasvavat hieman aluksi ja putoavat sitten miltei pystysuoraan alas murtoon asti. Punainen ja sininen jännityspolku kuvaa koekuormitusta vastaavaa menetelmää. Nämä jännityspolut kasvavat murtoon asti. Punaisella viivalla on piirretty lähtötilanteen murtosuora.  $C'$ - $\phi'$ -reductionin murtokohta on piirretty mustalla suoralla. Kuvan 64 murtokohdan parametreiksi määritettiin kaavan 5.2.1 avulla  $c'_{re} = 5,1$  kPa ja  $\phi'_{re} = 11,3^\circ$ . Suorien avulla pystytään määrittämään Loden kulmat.





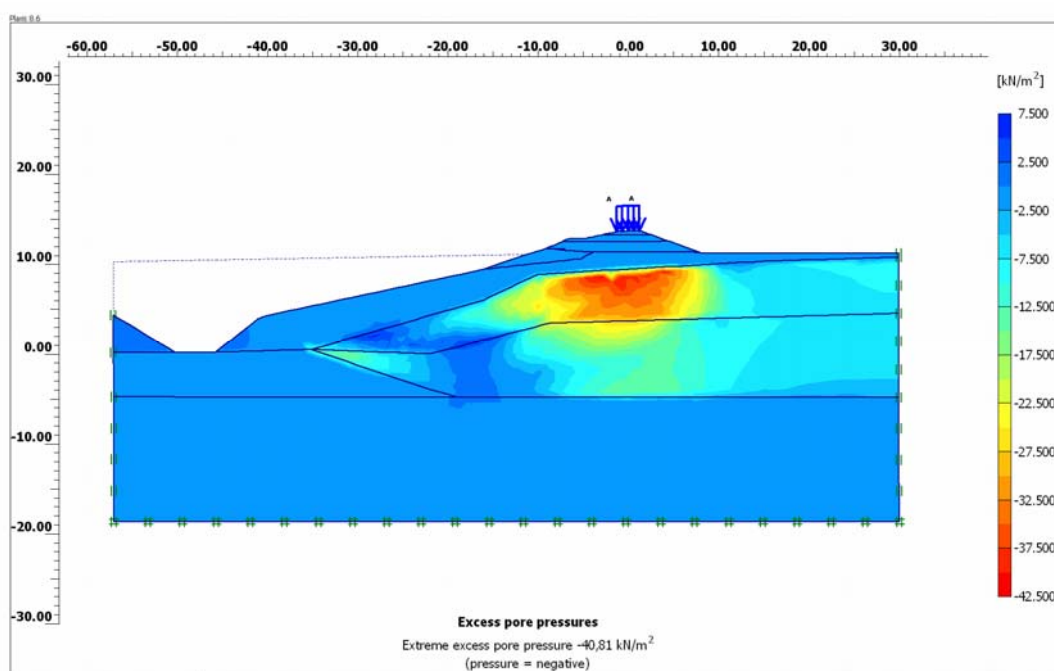
Kuva 64: Murtovyöhykkeestä valittujen kahden pisteen jännityspolkukuvaajat. Punainen murtosuora kuvaa lopputilaa koekuormitukseen perustuvassa menetelmässä ja lähtötilannetta  $c'-\phi'$ -reductionissa. Musta suora  $c'-\phi'$ -reductionilla saavutettua murtotilaa. Keltainen ja vaaleanpunainen jännityspolku muodostui  $c'-\phi'$ -reductionilla. Kuvassa pienellä nuolella on merkitty sekä koekuormitukseen että  $c'-\phi'$ -reductioniin perustuvien jännityspolkujen kulkusuunnat. Lähtötilanne on kohdassa kuorma 35,2 kPa. Kuvan murtosuoria vastaavat varmuusluvut vastaavat taulukon 21 MC mallilla huokospainerajan parametrien mukaan laskettuja varmuuslukuja.

Kuvassa 65 on esitetty mitoituskuorman aiheuttama huokosvedenylipainejakauma. Tätä jakaumaa käytettiin  $c'-\phi'$ -reductionilla laskettaessa. Huokosylipaine muodostuu penkereen alle savikerrokseen. Luiskaan asti ylipaineen vaikutus ei ulottunut. Suurin laskettu huokosylipaine oli tällöin noin 8,6 kPa.



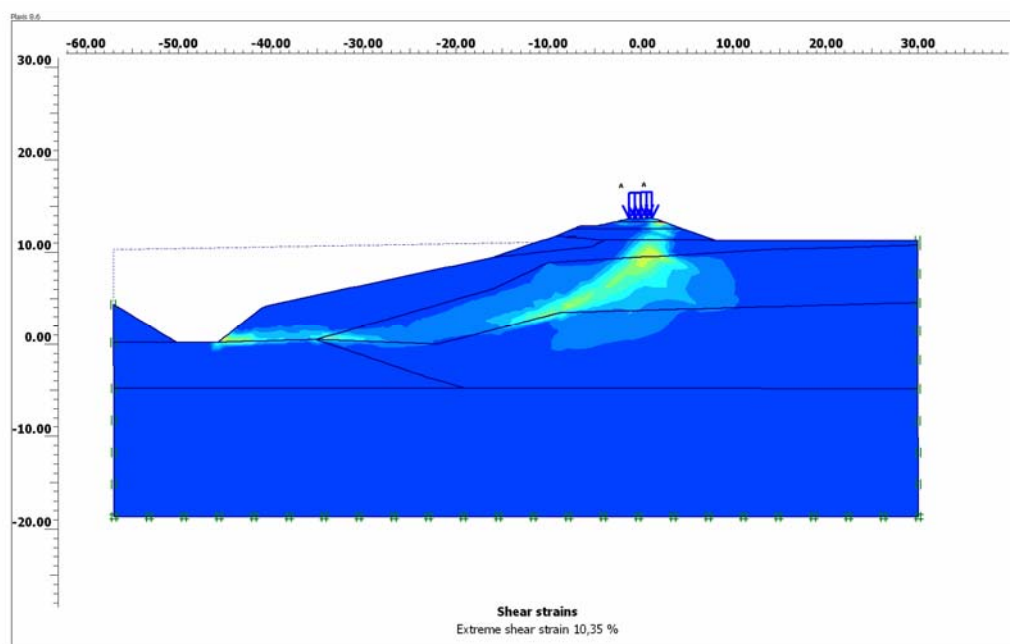
Kuva 65: Laskentakuorman 35,2kPa aiheuttama huokosylipainejakauma.

Kuvassa 66 on esitetty koekuormitukseen perustuvan menetelmän huokosylipaine ennen murtoa. Kuvasta nähdään, että huokosylipaine on ulottunut pitkälle luiskaan. Suurin huokosylipaine penkereen alla savikerroksissa oli noin 41 kPa. Kuvan 66 tapaus vastaa huokospainerajan mukaisilla tehokkailla parametreilla laskettua huokosylipainejakaumaa. Junakuormaa on kasvatettu 1,6 kertaiseksi.



Kuva 66: Huokospainerajaan perustuvien tehokkaiden parametrien mukaan MC mallilla laskettu huokosvedenylipaine juuri ennen murtoa. Varmuushavuksi saatiin 1.62

Plastisten leikkausmuodonmuutoksien avulla havaitaan liukuvyöhyke (kuva 67). Liukupintamenetelmällä saatiin vastaava sortumapinta. Koekuormitukseen perustuvassa menetelmässä murtopinta kehittyi hitaasti, sillä kuorman kasvatuksen vaikutus oli suhteellisen pieni poikkileikkauksen kokoon nähden.



Kuva 67: Kärsämäkeen kehittynyt pitkä murtovyöhyke.

## 6 Johtopäätökset

### 6.1 Vertailu ja tulkinnot

Tutkimuksen perusteella suurin merkitys vakavuuteen on määritetyillä lujuusparametreilla riippumatta millä menetelmällä tai ohjelmalla lasketaan. Murtotilan parametrien määrittämiseen on jokaisen suunnittelijan itse otettava kantaa. Diplomityössä laskelmat suoritettiin sekä B 15 mukaisen huokospainerajan että TKK:n pohjarakennuslaboratorion mukaisen murtosuoran mukaisilla tehokkailla parametreilla. Käytännössä nämä murtosuorat kuvasivat tehokkaiden parametrien ehdottomia minimi- ja maksimiarvoja. Skaala varmuusluvussa oli kuitenkin liian suuri. Tehokkaiden parametrien määrittäminen on tapauskohtaista, mutta epäselvyyksien välttämiseksi ja suunnittelukäytännön yhtenäistämiseksi olisi toivottavaa saada lisätutkimuksen kautta yhtenäinen ohje niiden määrittämisestä.

Edellisen kappaleen valossa yksinkertaiset liukupintamenetelmät ovat käytännön suunnittelussa tehokkaita työvälineitä. Laskentaohjelmilla (Geocalc ja Slope/W) ei ollut huomattavaa eroa lopputuloksiin. Liukupintamenetelmiä käytettäessä on mallinnuksessa kiinnitettävä erityisesti huomiota kerrosrajojen ja lujuusparametrien määrittäisiin. Siipi- ja painokairauksia on tehtävä tarpeeksi, jotta kerrosrajat saataisiin mahdollisimman tarkasti selville. Näiden lisäksi myös muita pohjatutkimuksia on tehtävä riittävästi. Piipanojan kaltaisen tasaisen maaston ja lyhyen liukupinnan tapauksessa kuivakuorikerroksen paksuudella ja leikkauslujuudella oli huomattava merkitys lopputulokseen. Tämän vuoksi juuri kuivakuorikerroksen mallinnukseen on kiinnitettävä huomiota. Tämän tekee vaikeaksi kuivakuorikerroksen leikkauslujuuden määrittämiseen liittyvät hankaluudet. Hankaluuksia aiheuttaa mm. kuivakuoren epähomogeenisuus, vaihteleva vesipitoisuus ja halkeilu.

Kuivakuoren lujuuden huomioinnissa pitää ottaa huomioon myös liukupinnan paikka. Jos liukupinta asettuu kulkemaan pelkästään kuivakuorisavessa, on laskennoissa tällöin suositeltavaa käyttää mitattuja suljetun leikkauslujuuden arvoja. Jos taas liukupinta kulkee pääosin kuivakuoren alla, täytyy kuivakuoren leikkauslujuuden reduktion olla suurempi, sillä pehmeän saven ja kuivakuoren leikkauslujuus ei mobilisoidu samaan aikaan.

Junakuormalla on suuri vaikutus vakavuuteen Piipanojan kaltaisissa matalan penkereen tapauksessa. Kärsämäen tapaisessa sivukaltevassa maastossa vaikutus jää vähäiseksi.

Suljetuilla leikkauslujuuksilla lasketut varmuusluvut olivat pienempiä kuin tehokkailla parametreilla lasketut. Tehokkaisiin parametreihin perustuviin liukupintalaskelmiin liittyy parametrien määrityksen lisäksi toinen epäselvyystekijä. Nimittäin huokosvedenpaine vaikuttaa leikkauslujuuteen tehokkailla parametreilla laskettaessa. Sen mallinnus on kuitenkin puutteellista, sillä huokospaineen kasvua murtoon asti ei voida ottaa huomioon liukupintalaskelmissa. Laskelmissa käytetään mittaushetken huokospainetta. Tästä eroten ovat suljetut leikkauslujuudet murtotilassa mitattuja arvoja. Niihin sisältyy murtotilassa vaikuttava huokospaine. Tehokkailla parametreilla laskettaessa pyritään murtotila saavuttamaan laskemalla. Varmuusluvuissa esiintyvä ero selittyykin menetelmien erilaisuudella.

Liukupintamenetelmillä ei voida ottaa huomioon nk. progressiivista sortumaa, sillä oletuksena on, että maa murtuu samanaikaisesti jokaisessa liukupinnan kohdassa. Luonnossa sortumat tapahtuvat usein kuitenkin hitaasti edeten. Lisäksi lamellimenetelmissä jännitys jakauma ei vastaa todellisuutta, vaan lisäkuorma siirtyy suoraan liukupinnalle. Tämä ei kuitenkaan vaikuta lopputulokseen merkittävästi, sillä tarkasteltaessa koko liukupintaa saavutetaan kokonaistasapaino. Laskentaohjelmiin ei siis ole tarkoitus syöttää oikeaa jännitys jakaumaa, sillä se johtaisi virheelliseen varmuuslukuun.

Molempiin menetelmiin sisältyy monia epävarmuustekijöitä, mutta suljettuihin leikkauslujuuksiin perustuvat laskelmat tuntuisivat olevan varmalla puolella. Suljettujen lujuuksien käyttö vakavuuslaskuissa on järkevin tapa, kun huokospainemittauksia ei ole käytettävissä tai niihin ei muusta syystä voida luottaa. Tällöin on kuitenkin siipikairauksia tehtävä tarpeeksi ja suunnittelijan on tapauskohtaisesti redusoitava leikkauslujuuksia.  $c'$ - $\phi'$ -laskentojen on aina perustuttava mitattuihin huokospaineisiin ja laboratoriotuloksista määritettyihin tehokkaisiin parametreihin. Mallinnus tai kokemusperäinen arvio ei milloinkaan riitä.

Elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla laskelmat suoritettiin käyttäen lähtökohtaisesti kahta aivan erilaista lähestymistapaa.  $c'$ - $\phi'$ -reductionissa tehokkaita parametreja vähennetään, jolloin murtosuora liikkuu kohti jännitystilaa, jossa murto

tapahtuu. Tasotapauksessa Mohr-Coulombin murtosuoran liikettä ohjaavat Loden kulma, tehokkaat parametrit ja tehokkaat pääjännitykset. Lisäksi laskennassa käytetään edellisessä vaiheessa junasta aiheutunutta huokosylipainejakaumaa. Näin ollen huokosylipaineen kasvua murtotilaan asti ei oteta huomioon. Edelleen  $c'$ - $\phi'$ -reductionissa laskennan aikana kaikki materiaalmallit toimivat kuten Mohr-Coulomb malli, koska laskenta ei sisällä kehittyneempien mallien jännityksistä riippuvien suureiden käsittelyä. Käytännössä laskennat suoritetaan pitämällä edellisen vaiheen kimmomoduulit vakioina. Tästä syystä laskentamallien välille ei syntynyt suurta eroa.

Toinen käytetty mallinnustapa perustui kuorman kasvatukseen. Kuormaa ja penkereen tilavuuspainoa kasvatettiin murtoon asti, jolloin myös huokosylipaineen kehitys voitiin ottaa teorian mukaisesti huomioon. Menetelmä on kuitenkin riippuvainen mallinnettavan kohteen geometriasta ja sen käyttöä on harkittava aina tapauskohtaisesti erikseen. Diplomityön perusteella menetelmää ei voida käyttää Kärämäen tapaiseen sivukaltevaan maastoon, sillä kuorman kasvatuksen vaikutus ei ulottunut kuin pienelle alueelle ratapenkereen alla.

Laaja-alaisissa rinnesortumissa rankkasateen aiheuttama tilanne on useimmiten vaarallisin. Tällaista tilannetta vastaa paremmin  $c'$ - $\phi'$ -reductionin mukainen varmuusluvun määrittäminen, jossa koko poikkileikkauksen alueella vähennetään tehokkaiden parametrien arvoja murtoon asti.

Piipanojan tasaisemman maaston tapauksessa varmuusluvut olivat miltei samoja  $c'$ - $\phi'$ -reductionilla ja koekuormitukseen perustuvalla menetelmällä laskettaessa. Koekuormitukseen perustuva vakavuudenlaskentamenetelmä lienee teoreettisesti paras tapa paikallissortumien tarkasteluun. Tällöin huokosylipaineen kehitys murtoon asti voidaan ottaa huomioon.

Edellisen perusteella kummassakin menetelmässä on omat etunsa ja haittansa. Kumpaa menetelmää tulisi käyttää, riippuu mallinnettavasta kohteesta. Kumpikaan menetelmistä ei ole yleispätevä.

Lasketut huokosylipainejakaumat vastasivat pisteittäin mitattuja arvoja melko tarkasti. Tämän perusteella Plaxista voidaan käyttää huokosylipaineen laskemiseen. Tarkimmat arvot saatiin käyttämällä SSC mallia. Piipanojassa tavarajunasta aiheutunut huokosylipaineen kasvu oli vähäistä.

Diplomityön perusteella liukupintamenetelmät ovat tehokkaita ja suunnitteluun sopivia työkaluja. Niiden käyttö on kuitenkin perustuttava riittäviin

pohjatutkimuksiin ja tarkoin määritettyihin lujuusparametreihin. Tämän lisäksi laskijan on ymmärrettävä menetelmien toimintatapa ja rajallisuus.

Vakavuuden laskentaohjelmana Plaxis ei ole sen parempi työväline käytännön suunnitteluun kuin liukupintamenetelmiin perustuvat ohjelmat. Ongelmiksi muodostuu initiaalitilan, jännityshistorian ja painumien mallinnus. Tarvittavien parametrien määrä on suuri, jonka vuoksi niiden määrittämisestä johtuva virheriski kasvaa entisestään. Lisäksi ohjelman  $c'$ - $\phi'$ -reduction laskenta ei ota huomioon huokospaineen kasvua murtotilaan asti. Tämä on suuri puutos muuten pitkään ja hyvin kehitetyssä ohjelmassa. Plaxisen laskentamalleista HS malli ei sopinut tutkimuskohteiden savien mallintamiseen.

## **6.2 Jatkotoimenpiteet**

### **6.2.1 Koepenger**

Jatkotoimenpiteenä suositeltavaa olisi tutkia koepengertä. Koepenger voisi olla käytöstä poistettu ratapenger. Tällöin voitaisiin tutkia tarkemmin muodonmuutosten, huokospaineen ja kuormien kasvatuksesta aiheutuvien jännitysten käyttäytymistä ennen murtotilaa.

### **6.2.2 Vakavuuden laskentaparametrit**

Edelleen vakavuuden laskentaparametrien määrittämiseen ja niiden vaikutuksen tutkimiseen tulisi saada enemmän selvyyttä. Liukupintalaskelmissa kuivakuivakuorisaven leikkauslujuuden määrittämisen keinoja olisi kehitettävä ja tutkittava tarkemmin. Elementtimenetelmän laskentaparametrien vaikutusta vakavuuteen voitaisiin tutkia herkkyysanalyysin avulla.

## 7 Lähdeluettelo

Brinkgreve, R.B.J. (2002). Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analyses 2D- version 8. A.A.Balkema Publishers. Lisse

Chowdhury, R. N. (1978). Slope Analysis. Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Company.

Jääskeläinen, Raimo., Rantamäki, Martti., Tammirinne, Markku. (1979). Geotekniikka. 18. muuttumaton painos. Helsinki. Yliopistokustannus/Otatieto University Press Finland. Helsinki.

Ervin, M.C. (1983). In-Situ Testing for Geotechnical Investigations. Rotterdam. A.A Balkema. s.131

SFS 179-2. (2008) Geotekninen tutkimus ja koestus. Osa 2: Maan laboratoriokokeet. Suomen Standardisoimisliitto. ISBN 978-952-5650-59-4

GLO-85. (1985). Geotekniset laboratorio-ohjeet. 1. luokituskokeet. Suomen Geotekninen yhdistys ry. Rakentajain Kustannus Oy. ISBN 951-676-308-1

Helenelund, K. V. (1981). Maarakennusmekaniikka. Seitsemäs painos. Espoo, Otakustantamo. 278 s.

Janbu, Nilmar. (1970). Grunnlag I Geoteknikk. Tapir Forlag. 451s.

Jääskeläinen, Raimo., Rantamäki, Martti., Tammirinne, Markku. (1979). Geotekniikka. 18. muuttumaton painos. Helsinki. Yliopistokustannus/Otatieto University Press Finland. Helsinki.

Karstunen, M., Korhonen, K-H. & Lojander, M. (1993). Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Helsinki. Geokeskus/Tielaitos, Loppuraportti 3 (LR3). 405 s.

Krahn, John. (2004). Stability Modeling with SLOPE/W. First Edition. Calgary, GEO-SLOPE/W International Ltd. 394 s.

Krahn, John .(2004). Stress and Deformation Modeling with SIGMA/W.First Edition. Calgary, GEO-SLOPE International Ltd 398 s.

RIL 121. (2004). Pohjarakennusohjeet. 2. painos. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto.

RAMO 3. (2005). Ratatekniset määräykset ja ohjeet osa 3: Radan rakenne. Helsinki Ratahallintokeskus.

Ratahallintokeskus. (2006). Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10 ja B 15. Helsinki. Ratahallintokeskus.

Richards, Adrian F. (1988). Vane Shear Strength Testing Soils. Baltimore. American Society for Testing and Materials (ASTM). s.378



Potts, David M., Zdravkovic, Lidija. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering (theory). London. Thomas Telford Ltd.

Potts, David M., Zdravkovic, Lidija. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering (application). London. Thomas Telford Ltd.

Scott, R. C. (1980). An Introduction to Soil Mechanics and Foundations. Third edition. London. Applied Science Publishers Ltd. 406 s.

Slunga, Eero. (1990). Luku 14 Maa- ja kallioluiskien vakavuus. In: Mäkelä, Harri (toim.). RIL-157-2 Geomekaniikka II. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. S. 89-146.

Tielaitos. (1994). Maanvarainen tiepenger savikolla. Helsinki, Geokeskus/Tielaitos, Tielaitoksen selvityksiä 67/1994. 50 s.

Vepsäläinen, Pauli. (1983). Painuman, kantavuuden ja vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä. Lisensiaattityö. TKK, R-os.

Vepsäläinen, Pauli. (1985). Luku 9 Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa. In: Mäkelä, Harri (toim.). RIL-157-1-1 Geomekaniikka I. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s. 346-348.

Vepsäläinen, Pauli. (1990). Luku 20 Atk geomekaniikassa. In: Mäkelä, Harri (toim.). RIL-157-2 Geomekaniikka II. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. s. 358-377

Wood, D. M. (1990). Soil behavior and critical state soil mechanics. New York. Cambridge University Press.

## Liitteet

1. Vuoden 1945 luiskanvahvistussuunnitelma Kärsämäestä
2. Piipanojan 2:1 jännitys jakauma
3. Kärsämäen päätyvaikutusten laskeminen
4. Piipanojan ratapoikkileikkaus km 269+640
5. Kärsämäen ratapoikkileikkaus km 271+560